

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

**СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ
ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ
У БУДІВНИЦТВІ**

Збірник наукових праць

Випуск 5

Луцьк – 2016

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

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

Редакційна колегія:

Головний редактор - **Шваб'юк В.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ);
Заступник редактора - **Максимович В.М.**, д.ф.-м.н., професор (Луцький НТУ);
Відповідальний секретар - **Андрійчук О.В.**, к.т.н. (Луцький НТУ);

Бабич Є.М., д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Белятинський А.О.**, д.т.н., професор (Національний авіаційний університет); **Бондарський О.Г.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Делявський М.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (Харківський національний автомобільно-дорожній університет); **Іванченко Г.М.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Славомир Карась** доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Пастернак Я.М.**, д.ф.-м.н., доцент (Луцький НТУ); **Пустьюльга С.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Савенко В.Я.**, д.т.н., професор (Національний транспортний університет); **Солодкий С.Й.**, д.т.н., професор (Національний університет "Львівська політехніка"); **Трач В.М.**, д.т.н., професор (НУВГП); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ).

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

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

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького національного технічного університету (протокол № 3 від 25 жовтня 2016 р.).

Адреса редакції: 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра "Промислове та цивільне будівництво", e-mail: lntu_pcb@ukr.net, телефон (0332) 26-24-60.

УДК 620.197

ВИКОРИСТАННЯ ЕФЕКТИВНИХ АНТИКОРОЗІЙНИХ ЕКОЛОГІЧНО ЧИСТИХ ЗАСОБІВ

USES EFFECTIVE ANTI OF CORROSIVE ENVIRONMENTALLY CLEAN FACILITIES

Висоцька Л. М. директор (ПП «Руслан та Людмила» м.Київ),
Журавський О.Д. к.т.н., доцент, **Савенко В. І.** к.т.н., доцент (КНУБА,
м. Київ), **Кислюк Д.Я.** к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Visocka L. M. director (PE «Ruslan and Ljudmila» м. Kyiv),
Zhuravsky O.D. Ph.D. in Engineering, Associate Professor, **Savenko V.I.**
Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Kyiv National University of
construction and Architecture), Kyiv), **Kyslyuk D.Ya. Ph.D. in Engineering,**
Associate Professor, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведено використання екологічно чистої речовини рослинного походження, з назвою «КОНТРАСТ (CONTRRUST)», яка є ефективним засобом блокування джерел корозії (іржавіння) і підготовки поверхонь до захисних покриттів.

Corrosion leads to billions of losses each year, consisting in putting down articles and machines made of metal, as well as the costs for the protection and restoration of metal products. Investigation of corrosion provides a basis to assert that the corrosion protection - is primarily a correct surface preparation and then a layer of high-quality sealants, paints or other types of coverage.

The use ecologically of clean matter of phylogenous is resulted, with the name there is «(CONTRRUST)», what is the effective means of blocking sources of corrosion (rust) and surface preparation for protective coatings.

Ключові слова: КОНТРАСТ, корозія, іржа, захисні покриття, екологія.

Keywords: CONTRRUST, corrosion, rust, protective coatings, ecology.

Вступ. Величезні затрати на заміну чи відновлення вражених корозією металевих частин, деталей машин і устаткування, конструкцій будівель і виробів широкого вжитку спонукають людство до пошуків засобів захисту від корозії. Дослідження і досвід багаторічної експлуатації металевих виробів показують, що найважливішим моментом у захисті і запобіганні корозії є надійна і правильна підготовка поверхонь металів до пофарбування. Легше і надійніше запобігти процесу корозії, ніж зупинити і відновити вражені деталі і вироби.

Постановка проблеми. Вивчення видів корозії і процесів, що випробуються при початку і в ході коронування металів для знаходження надійних реагентів погашення мікроджерел корозії і створення надійної плівки (захисного шару) на поверхні до пофарбування під якою неможливий початок корозії під захисним шаром. Крім того, набуло особливого значення питання екологічної безпеки як в процесі виконання робіт, так і в процесі експлуатації та наступної утилізації виробів. Все це шкідливі для людини і навколишнього середовища процеси.

Цілі статті. Відомо багато досліджень процесів корозії і улаштування захисних покриттів. Існує також багато речовин для очистки поверхонь, інгібіторів, напилень, домішок і т.п. Екологічно безпечних, ефективних засобів рослинного походження не представлено. Є вже запатентований перетворювач «CONTRRUST» Патент № (11) 61544, автор Висоцька Л.М. Але технологія його застосування і просування на ринку ще іде досить повільно.

Створення екологічно безпечних матеріалів і технологій з використанням природної рослинного походження органічної сировини новий напрямок в питанні боротьби з корозією чорних металів. З метою блокування мікроскопічних можливих центрів корозії підвищення перетворюючої здатності покриваючої речовини і знищення джерел корозії в тілі металу і в мікропорах було створено і запатентовано рідкий водний композиційний матеріал – перетворювач іржі «Контраст», універсальний антикорозійний засіб на основі спеціальних дубильних речовин і харчових високомолекулярних кислот густиною $>1,4\text{г/СМ}^3$ з температурою кипіння $> 210\text{ }^\circ\text{C}$ з розчинністю в органічних речовинах: етиловому спирті, етиловому ефірі, хлороформі. Спеціально підібраний склад цього матеріалу дозволяє перетворювати іржу товщиною 100 – 300 мкм в захисну антикорозійну плівку – ґрунт, яка надійно блокує

залишкову іржу в мікропорах і припиняє процес корозії і руйнування металу.

Єдиним виробником консерванта-модифікатора-грунта-перетворювача іржі «КОНТРАСТ» є Приватне підприємство «Руслан та Людмила» у відповідності до умов ДСТУ 4372-2005 (розробником якого є ПП «Руслан і Людмила та Асоціація «Лісові ресурси»).

Перетворювач іржі «КОНТРАСТ» є повноцінним матеріалом, який має дифузійні властивості і зв'язує іржу на поверхні металу в складну металоорганічну сполуку, що одержується після реакції оксидів заліза з високомолекулярними кислотами.

Застосуванням перетворювача іржі «КОНТРАСТ» забезпечується високоякісна підготовка поверхні до завершальних робіт (застосовується в будь-яку пору року для обробки сталевих труб, кабельного оплетення, дахів, арматурної сітки в бетон, вузлів сполучення, під сендвіч-панелі, ємностей, резервуарів, магістральних трубопроводів перед встановленням підсилювальних елементів, металевих конструкцій у шахтах, на електростанціях, на АЕС, в автосервісі, у судноремонті й суднобудуванні (баластні танки, трюми), вагоноремонті, метрополітені, на устаткуванні харчової промисловості, яке неможливо захистити від пилу, піску, іржі, при виробництві особливо чистих вибухових речовин і медичних препаратів, на металоконструкціях, призначених для експлуатації контрольно-вимірювальних приладів, для виявлення гнізд корозії в балонах високого тиску й конструкціях зі спеціальних виробів, зокрема з нержавіючої сталі, а також мікротріщин і поверхневих раковин під час виготовлення сталевих матеріалів спеціального призначення, хімічної, вугільної, нафтогазової промисловості, на об'єктах військових підприємств, на металевих конструкціях, де конструктивно використовуються накладні деталі з переривчастими зварними швами, тобто в місцях, де між з'єднаними деталями утворюються мікротріщини, у яких швидкість корозії в десятки разів більше, ніж на відкритій поверхні, при хімзахисті, вогнезахисті несучих металоконструкцій, на газопроводах без зупинки (додаток ДБН ін-т електрозварювання ім. Є.О. Патона) та в інших галузях).

Перш ніж приступити до підготовки поверхні, потрібно:

- обстежити об'єкт;

Сучасні будівельні технології

- провести дефектоскопію на предмет товщини поверхні, не зруйнованої іржею;

- і згідно з проектно-кошторисною документацією та інструкцією виробника, під авторським наглядом, нанести перетворювач іржі “CONTRRUST”.

Перетворювач іржі наносять на іржаву поверхню суцільним рівномірним шаром, без підтьоків будь-яким способом (безповітряне розпилення, шприц та ін.). Рекомендується наносити щіткою, при цьому втираючи перетворювач у поверхню.

Якщо товщина іржі понад 150 мкм і після нанесення першого шару перетворювача іржі плями іржі проявляються, треба на уражені місця нанести перетворювач іржі повторно до утворення суцільної блискучої дрібно- або крупнокристалічної антикорозійної темно-синьої плівки-грунту, яка має високу адгезію з покриттями, а після реакції на поверхні і в мікрощілинах та висихання перетворювача (120 хв.) покрити шпаклівкою, герметиком та пофарбувати .

Нові вироби обробляють перетворювачем іржі з метою попередження корозії в порах і на швах металу. Час висихання перетворювача іржі при температурі +20°C складає 120 хвилин. Якщо він висихає менш, ніж за 120 хвилин, необхідно зволожувати поверхню водою шляхом напилювання або розбризкування. Якщо висихання відбувається більш, ніж за 120 хвилин, допускається сушіння теплим повітрям (обдуванням) або нанесення перетворювача іржі на розігріту поверхню.

Нанесення перетворювача іржі в теплому вигляді підвищує дифузійні властивості (змішування води і компонентів, втирання і розчеплення продуктів корозії) у 4 рази.

При нанесенні перетворювача іржі на відкритому повітрі необхідно уникати попадання опадів (туман, дощ, сніг) на поверхню до повного висихання перетворювача іржі.

На сталеві конструкції, які є постійно під впливом конденсату, перетворювач іржі наносять також способами, описаними вище. Для таких конструкцій з метою одержання гарної адгезії рекомендується надалі застосовувати покриття, які можуть наноситися на вологу поверхню, наприклад, гліфталеві фарби.

Універсальний перетворювач іржі відноситься до композицій, які наносяться на іржу й не змиваються. Не потрібна утилізація відходів як при його виробництві, так і при застосуванні.

Перетворювач іржі при його застосуванні утворює плівку товщиною 30 – 50 мкм і має такі експлуатаційні властивості:

- він заміняє ступінь механічного очищення прокородованої поверхні до стану SA 2,5 за стандартом ISO 8501-1 і забезпечує один шар ґрунту;
- його перетворююча здатність при середній товщині іржі 300 мкм становить 100%;
- він не токсичний і не пожежонебезпечний;
- стійкість плівки при 20⁰С до впливу води становить 72 години, трансформаторного масла – 96 годин, нафти-сирцю – 96 годин;
- проникнення через плівку газів під землю не спостерігається;
- відшаровування плівки під землею під впливом блукаючих струмів до 1,2 вольт і при тиску 200 кгс/см² не спостерігається;
- міцність плівки при ударі не менша 4 Дж;
- адгезія плівки до лакофарбових покриттів 1–2 бали;
- при рН 0,5 – 2,2 моль/л утворена плівка-ґрунт не викликає кислотної корозії при експлуатації, так як кислотність нейтралізується при взаємодії компонентів з продуктами корозії і тонатами.

Ці й інші властивості модифікатора іржі забезпечують його технічну й економічну ефективність .

При необхідності, шпателем наноситься двокомпонентна шпаклівка (склад шпаклівки: поліефірна смола, цемент, пісок, перетворювач іржі «КОНТРАСТ» модифікація «В», затверджувач типу гіпарис) в щілини та вм'ятини протягом 30 хвилин і залишається для затвердіння на 24 години.

Перспективними для використання в антикорозійному захисті є модифіковані покриття холодного нанесення на основі водних бітумних емульсій – бітумно-латексні емульсії. Матеріалами для модифікації бітумів і бітумних емульсій та отримання на їх основі емульсій з покращеними властивостями є латекси з додаванням модифікатора іржі «КОНТРАСТ» модифікації «В» можуть використовуватись мастики герметизуючі бутилкаучукові згідно з ДСТУ Б.В.2.7 - 77 - 98 або для захисту арматури та закладних і накладних деталей сухих сумішей згідно з ДБН В 2.6 - 22 2001

“Улаштування покриттів із застосуванням одних будівельних сумішей”.

Для перевірки впливу рівня та якості підготовки поверхні на захисні властивості покриттів їх наносили на металеві пластинки з низьковуглецевої сталі, поверхні яких було підготовано такими способами: 1) механічна очистка ($Ra=10-12\text{мкм}$); 2) пікоструменева очистка ($Ra=50-75\text{мкм}$); 3) дробоструменева очистка ($Ra=125\text{мкм}$); 4) підготовка поверхні перетворювачем іржі «КОНТРАСТ» модифікації А». На рис. 1 наведено зовнішній вигляд даних поверхонь.

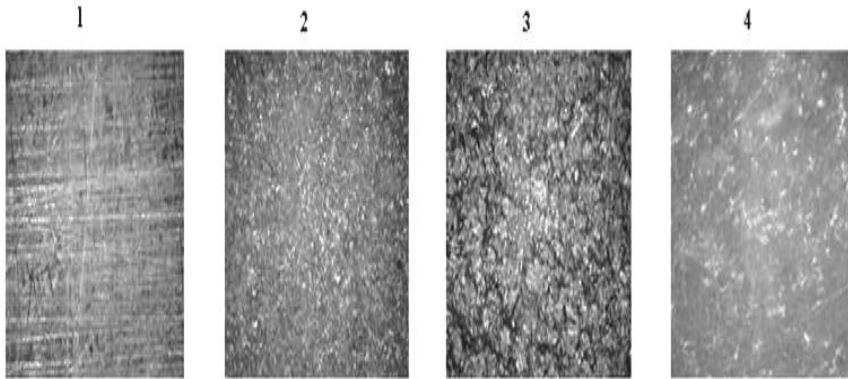


Рис. 1. Очищення металу від іржі

Проведені експериментальних досліджень зчеплення арматури яка була покрита перетворювачем іржі «КОНТРАСТ» з бетоном. Дослідження не виявило негативного впливу перетворювача іржі «КОНТРАСТ» на зчеплення арматури.

Висновки. Головна перевага модифікатора-перетворювача-консерванта-грунту в тому, що він екологічно чистий, виготовлений на рослинній основі, всі компоненти 3 та 4 ступеня небезпеки, не горючий, не токсичний, не консерогенний, може стикатися з питною водою, до максимуму виключає пікоструменеве і дробоструменеве очищення, закріплює окалину, замінює міжопераційний і перший шар ґрунту, розчинником є вода що містить срібло, блокує центри корозії за рахунок дифузійних властивостей, незамінний при боротьбі з щільною корозією, не потрібний змив, знежирення поверхні (знежирюються тільки

локальні місця), знепилювання, скорочуються терміни перебування металоконструкції в ремонті і трудовитрати, підходить під будь-які системи покриттів (ізоляція, герметизація, в залізобетоні, під сендвіч-панелі, під системи лакофарб них покриттів і так далі), простий в застосуванні (навіть у польових умовах), наноситься зручним способом, модифікація іржі і утворення антикорозійної захисної плівки-грунту відбувається за рахунок органічних сполук. Витрата «КОНТРАСТ» на 1 кв.м. поверхні 60 – 100 мл.

Перетворювач іржі «КОНТРАСТ» дозволяє уникнути необхідності в похованні відходів, що отримуються в ході очищення поверхонь отруйними ЛФМ, утворюють гідроізоляцію і улаштування деформаційних швів мостів, естакад. Захист портових конструкцій і споруд, берегових основ і ґрунтів, підготовку поверхні без застосування піскоструя, та використання турбофреза. А також продовжує термін служби об'єктів, забезпечує захист від загоряння, чистоту і екологічність свого застосування, не надаючи негативної дії на здоров'я людини і навколишнє середовище в цілому.

Численні перевірки і випробування запропонованого матеріалу і технології виконання робіт проведені МОЗ України, Міністерством охорони навколишнього середовища та ядерної безпеки України, НАН України. Інститутом електрозварювання ім. Є. О. Патона, фізико-механічного інституту ім. Г. В. Карпенка, Міноборони України, Мінагрополітики України, та інш. підтвердили ефективність запропонованого напрямку боротьби з корозією.

1. ДСТУ 4372:2005 «Перетворювач іржі на основі деревинної речовини. Технічні вимоги.» м. Київ:2006р. С.30

2. Патент №(11) 61544 «Перетворювач іржі «Контраст» Висоцька Л.М. 2003р.

3. Висоцька Л.М. „ Преобразователь ржавчины «Контраст» - надежная защита от коррозии”: Журнал „Винахідник і раціоналізатор” №4 м. Київ: 2010р. С.4-9.

4. Висоцька Л.М. Савенко В. І., Фіалко Н. М., Фаренюк Г.Г. Кислюк Д.Я. Борьба з корозією металів екологічно чистими засобами і технологіями. Містобудування та територіальне планування: науково-технічний збірник. –Випуск №54 К.:КНУБА, 2014. – К.:КНУБА, 2014.

УДК 004.94:692.42

**КОМП'ЮТЕРНІ ТЕХНОЛОГІЇ ПРОЕКТУВАННЯ
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ В AUTODESK INVENTOR**

**COMPUTER TECHNOLOGY DESIGN BUILDING
STRUCTURES IN AUTODESK INVENTOR**

Задерей П.В. ст. гр. ПЦБм-61, **Самчук В.П.**, к.т.н., доц.,
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

P.Zaderei, st. ICBm-61, **V. Samchuk**, Ph.D., assistant professor,
(Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті розглядаються можливості використання САПР Autodesk Inventor під час проектування конструкцій будівель і споруд. Застосування комп'ютерних технологій в будівництві та цивільній інженерії дозволяє автоматизувати процес проектування, а використання інтерактивного режиму в Autodesk Inventor оптимізувати процес пошуку раціональних параметрів будівельних конструкцій.

The article describes consider the use of CAD Autodesk Inventor for the design of buildings and structures. The use of computer technology in the construction and civil engineering automates design. Using interactive in Autodesk Inventor Design mode allows you to optimize the search process of rational parameters of building structures.

Autodesk Inventor software package can be successfully used for the calculation of metal structures and prepare working drawings without further editing in other software systems. Synchronization AutoCAD 2D-drawings and 3D-models Inventor, changes made in the AutoCAD drawing, transferred to the 3D-model configurations Inventor, and changes in 3D-models according to the original 2D-AutoCAD drawings.

Ключові слова: комп'ютерні технології, Autodesk Inventor, розрахунок ферми.

Keywords: computer technologies, Autodesk Inventor, calculation of truss.

Системи автоматизованого проектування (САПР) призначені для автоматизації процесу проектування виробу, кінцевим результатом якого є комплект проектно-конструкторської документації, достатньої для виготовлення та подальшої експлуатації об'єкта проектування. Як правило, САПР реалізуються на базі спеціального програмного забезпечення, автоматизованих банків даних, широкого набору периферійних пристроїв.

Існує багато програмних комплексів для розрахунку будівельних конструкцій, такі як Tekla Structures, ЛІРА-САПР, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Structure CAD Office (SCAD) та ін., проте особливої уваги заслуговує програма Autodesk Inventor яка в даний час стрімко розвивається [1]. Autodesk Inventor – 3D САПР для створення і вивчення поведінки цифрових прототипів виробів і деталей. Програмний комплекс з успіхом використовується в машинобудуванні, але завдяки покладеному у його основу параметричного 3D- моделювання, можна застосовувати його і при вирішенні задач будівельного проектування. Програма дозволяє проектувати, візуалізувати і моделювати різні тривимірні об'єкти в цифровому середовищі. В результаті виходить так званий «цифровий прототип», властивості якого повністю відповідають властивостям майбутнього фізичного прототипу аж до характеристик матеріалів.

До пакету програм входить декілька продуктів: Autodesk Inventor Suite, Autodesk Inventor Routed Systems Suite – проектування кабельних і трубопровідних систем, у том числі для розведення складних ділянок трубопроводів, електричних кабелів та дротів; Autodesk Inventor Simulation Suite – засоби моделювання руху і аналізу навантажень, які ще на стадії проектування спрощують вивчення поведінки виробу в реальних умовах.

Можливості використання Autodesk Inventor в будівництві доцільно показати на прикладі використання його основних інструментів під час проектування будівельних конструкцій. Для прикладу розглянемо процес розрахунку ферми у версії Autodesk Inventor PROFESSIONAL [2]. Суть роботи в Inventor полягає у створенні твердотільних конструкцій і деталей з попереднім створення 2D- або 3D-ескізу. Також можна використовувати готові деталі з бібліотеки компонентів, різні типи сортаменту за ДСТУ (швелери, труби, кутники, тощо), ISO, ANSI.

Створення ескізів здійснюється у стандартному і звичному для

креслення середовищі з такими панелями інструментів як: рисування, розміри, залежності та редагування (перенесення, копіювання, поворот, тощо).

При роботі над ескізами використовується технологія iLogic, яка забезпечує проектування на основі правил, що дозволяє легко зберігати і повторно використовувати свою роботу. iLogic впроваджує правила у вигляді об'єктів безпосередньо в деталі, складальні одиниці та документування креслень. Ці правила визначають значення параметрів і атрибутів проекту, а також управляють ними. Змінюючи значення, можна формувати поведінку атрибутів, елементів і компонентів моделі.

Після створення ескізу за допомогою інструменту видавлювання створюється тверде тіло і задаються такі параметри як назва, матеріал, покриття з додаванням отворів з різьбою, зварних швів. Усі ці дані важливі для подальшого розрахунку і формування специфікацій. Приклад ескізу та деталі показано на рис. 1 і 2.

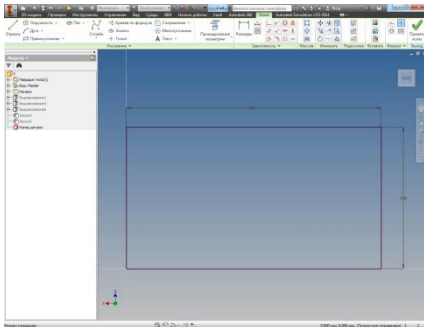


Рис.1. Ескіз

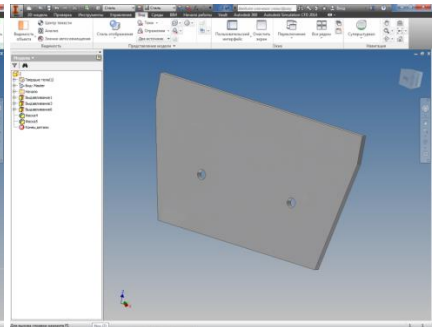


Рис.2. Деталь

Коли створено певний набір деталей, можна зібрати з них складальну одиницю. Складальне середовище дозволяє сформувати з деталей і вузлів об'єкт, який можна розглядати як окремий компонент. Деталі й вузли пов'язані між собою складальними взаємозв'язками. Складальне середовище дозволяє редагувати як окремі деталі, так і всю складальну одиницю в цілому. Складальною одиницею може виступати як звичайна конструкція типу колона, балка, рама так і вся будівля.

Генератор рам в Inventor служить для проектування каркасів на основі стандартних профілів за ескізами (рис. 3, 4). Рами

створюються шляхом розміщення стандартних металевих профілів на каркасі. За допомогою генератора рам можна виконувати такі операції:

- створення елементів рами при використанні вершин і ребер існуючих вузлів;
- створення рам безпосередньо при використанні інших компонентів у складальній одиниці;
- використання декількох каркасних моделей у складальній одиниці;
- створення елементів рами між каркасними моделями;
- визначення перетину рам і профілів врізання і вставка їх в бібліотеку компонентів.

Формування кінцевих умов спрощується завдяки наявності стандартних опцій для кутових з'єднань і з'єднань встик. Користувачі можуть створювати власні профілі і додавати їх до бібліотеки.

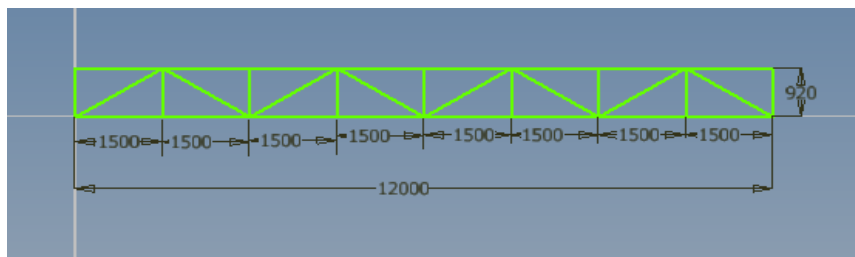


Рис.3. Ескіз для генератора рам

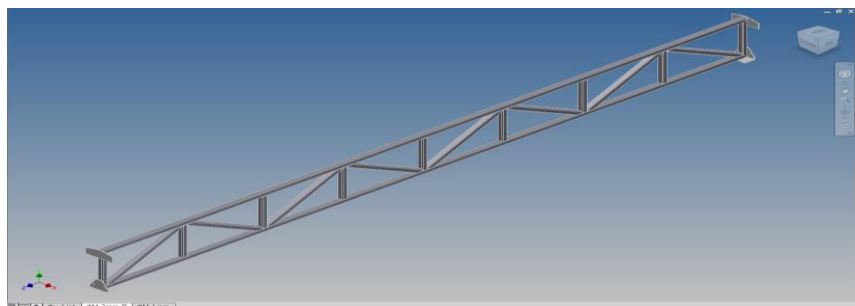


Рис.4. Ферма створена в генераторі рам

Для роботи зі специфікаціями складальних одиниць використовується редактор специфікацій. Цей інструмент дозволяє: редагувати і створювати нові властивості Inventor і властивості

специфікації; редагувати структуру специфікації для компонентів; встановлювати та перевизначати кількості для компонентів; впорядковувати номери елементів або позначення деталей для компонентів при генерації списків деталей та інших списків пов'язаних зі специфікаціями.

Кожна зміна властивостей, зроблена в діалоговому вікні специфікацій, негайно відображається на сторінці деталей. Для усіх доступних компонентів можна змінювати значення елементів та властивостей Inventor. Кожен стовпець специфікації представляє властивість компонента. Можна змінювати значення, що містяться в специфікації, шляхом зміни властивостей складальної одиниці в діалоговому вікні "Властивості" або в діалоговому вікні "Специфікація".

Аналіз рам виконується з метою дослідження структурної цілісності рами по відношенню до деформацій і напружень, що виникають під дією навантажень і впливів. Відразу після визначення критеріїв можна запустити процес моделювання і побачити поведінку моделі в певних умовах. Моделювання допомагає ідентифікувати проблеми і підібрати для проекту оптимальне рішення.

Інтерфейс аналізу рам ділиться на дві основні області: браузер аналізу рам і графічну область. У цих областях відображаються дані, що відносяться до активної моделі.

Робоча процедура аналізу рам полягає у наступному:

- визначення очікувань: оцінка фізичної поведінки за допомогою концептуальної моделі;
- попередня обробка: введення значень фізичних властивостей в модель і визначення виду аналізу;
- рішення: розрахунки в рамках математичної моделі;
- подальша обробка: відображення і оцінка результатів;
- перевірка очікувань: порівняння отриманих результатів з початковими очікуваннями.
- висновок (удосконалення): визначається, чи відповідають результати очікуванням конструктора.

З вихідної моделі зчитується наступна інформація:

- дані про перетини балок;
- матеріали, з яких виготовлені балки;
- перевіряються посилення на граничні умови;

- початкові і кінцеві точки балок з'єднуються з заданим допуском;
- у звіті зазначаються невідповідні матеріали або неправильні параметри поперечних перерізів.

Після переходу в середовище аналізу рам і запуску нового аналізу збірка генератора рам автоматично перетворюється в спрощену модель балок і вузлів. На рис. 5 наведено приклади розрегулювання осей сусідніх балок та процесу створення балок і вузлів під час автоматичного перетворення моделі. Для розрахункової схеми необхідно самостійно накласти зв'язки і прикласти навантаження (рис. 6). Власна вага враховується програмою автоматично.

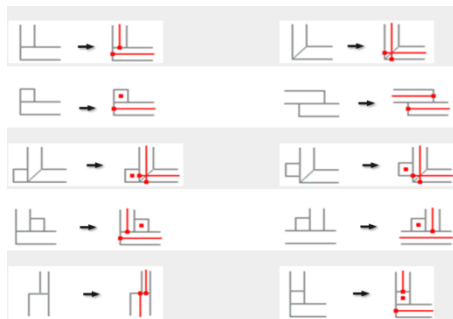


Рис. 5. Правила спрощення

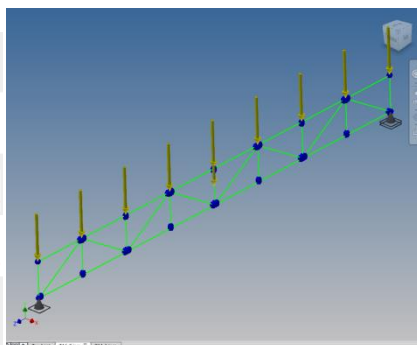


Рис. 6. Розрахункова модель

Результати розрахунків відображаються у вікні браузера "Результати" (рис. 7). Виводяться карти кольорів для усіх балок разом з колірною діаграмою. Панель настройки кольору містить параметри зазначеного типу результату (кількість).

Додаткові команди для оцінки результатів включають: мінімальне і максимальне значення для швидкого перегляду положення навантажень; масштаб деформації, що дозволяє підсилити ефекти навантажень, для наочного відображення впливу навантажень; графіки обсягу, як з плавним тонуванням, так і з виділенням контурів; анімація деформацій; відображення усіх значень навантажень.

Складальне креслення ферми містить усі дані, необхідні для її виготовлення, експлуатації та ремонту. Програма дозволяє врахувати вимоги різних організації та підприємств, які мають власні стандарти та вимоги до оформлення креслень з метою

врахування специфіки виробництва. Креслення виконуються на основі шаблонів розроблених з врахуванням специфіки конкретної організації.

Створення креслення починається з розміщення головного виду, який доповнюється розмірами, виносними написами, додатковими вузлами, перерізами, специфікаціями, тощо (рис. 8).

Під час редагування моделей, усі пов'язані з ними креслення оновлюються автоматично.

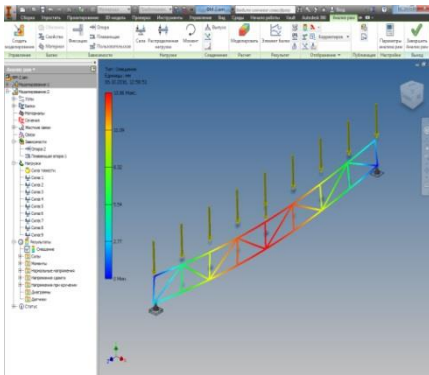


Рис. 7. Результати

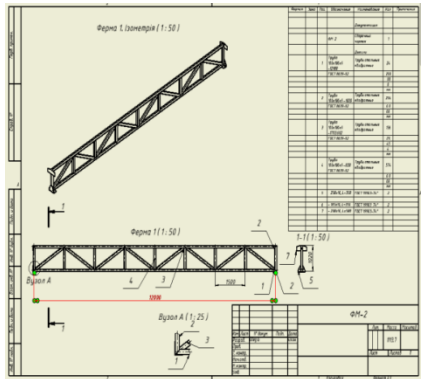


Рис. 8. Робоче креслення

Висновок. Програмний комплекс Autodesk Inventor можна з успіхом використовувати для розрахунку металевих конструкцій і підготовки робочих креслень без додаткового їх редагування в інших програмних комплексах. Зокрема, при синхронізації 2D-креслень AutoCAD і 3D-моделей Inventor, зміни, внесені в креслення AutoCAD, передаються в 3D-моделі компоновок Inventor, а зміни в 3D-моделях відповідно в початкові 2D-креслення AutoCAD. Двонаправлена асоціативність робочих процесів в комплексі дозволяє досвідченим користувачам програмних продуктів Autodesk створювати ефективні 2D- і 3D-схеми компоновання устаткування, користуючись звичними інструментами і одночасно підвищуючи ефективність і точність роботи. Тому САПР Autodesk Inventor можна використовувати як альтернативу іншим програмам для проектування об'єктів будівництва та цивільної інженерії.

1. <http://www.autodesk.ru/> 2. Основы проектирования в Autodesk Inventor 2016 / Дмитрий Зиновьев – 2-е изд. 2016. Редактор: Азанов М.

УДК 621.926.4

**ПОЛУЧЕНИЕ ШЕБНЯ УЗКОФРАКЦИОННОГО
ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА КАК КРУПНОГО
ЗАПОЛНИТЕЛЯ ДЛЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

**PRODUCTION OF CRUSHED STONE NARROW
FRACTION OF DETERMINING THE COMPOSITION
AS THE LARGEST AGGREGATE
FOR CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE**

**Михальков Д.В., к.т.н. (Белорусско-Российский университет,
г.Могилев)**

Mikhalkov D.V., Ph.D. (Belarusian-Russian University, Mogilev)

У статті описана можливість і доцільність отримання високоякісного будівельного щебеню узкофракціонного гранулометричного складу подрібненням на дробарках ударної дії.

The article describes the possibility and desirability of obtaining a high-quality building rubble narrow fraction using impact crushers. The conditions ensuring the absence of reactive shock pulses. A mathematical model, providing two stages: the destruction of a single average particle defect-free material, and then the description of the kinetic curves of process failure. After solving the mathematical model and engineering calculations helped to create the design impact crushers. Spend a multivariate experiment, which allowed to improve the design of crushers in order to obtain material fractions narrow. The features of the commercial operation of crushers, as well as ways to improve them.

Ключові слова: щебінь, кубовіденість, фракційність.

Keywords: gravel, cube shape, fraction.

Развитие строительного материаловедения позволило определить основные закономерности и принципы формирования оптимальной структуры конгломератных материалов, являющихся основой современных строительных материалов.

Суть этих положений заключается в том, чтобы на основе управления размерами, формой, состоянием поверхности, дефектностью структуры и соотношением количества различных фракций, а также рядом других характеристик получать наиболее эффективные композиции материалов, такие как бетон, асфальтобетон и др.

Общее количество материалов, ежегодно подвергаемых дезинтеграции, составляет 3,0 - 3,5 млрд. тонн, а расход электроэнергии на эти процессы составляет 4,5 – 5,0 % ее общего производства [1, с.9, 12, 18].

Сложившееся положение в области дробления и измельчения руд в принципе характерно для мировой практики в целом. Это подтверждает анализ основных этапов развития техники и технологии дезинтеграции.

Для дробильно – измельчительных операций разработан ряд машин, традиционно применяемых для переработки материалов различной прочности. При работе этих машин конечный продукт имеет определенную фракционность.

В различных областях использования дробилок наряду с основной задачей – уменьшить размеры кусков дробимого материала, предъявляются и специфические для каждого конкретного производства требования к продукту дробления: минимальное содержание мелких фракций, наибольшая степень дробления, ограничение выхода лещадных и игловатых зерен, максимальная избирательность, минимальный износ рабочих органов, дробление вместе с подсушкой или промывкой, универсальность и т.п. Выполнение этих требований часто является решающим фактором при выборе конструкций и режимов работы дробилок.

Щебень, полученный в результате центробежно-ударного дробления, по форме относится к кубовидному, причем даже во фракции 5-10 мм выход таких зерен составляет не менее 88 %. Это связано с тем, что характер движения измельчаемого материала в указанной дробилке приводит к эффективному разрушению пластинчатых и игловатых зерен, имеющих в исходном сырье, и соответствующему увеличению количества зерен кубовидной формы. Изменение формы зерен в получаемом материале закономерно сопровождается возрастанием прочности щебня,

которая в зависимости от свойств горной породы увеличивается до 29 %.

Кроме того, высокая дробимость исходного материала может быть обусловлена его разрушением по слабым местам. В процессе же центробежно-ударного измельчения число ослабленных мест в зернах кубовидной формы уменьшается, что также приводит к возрастанию прочности получаемого щебня.

Изменение формы зерен щебня в процессе измельчения сопровождается и изменением таких его показателей, как средняя и насыпная плотность, а также пустотность, кроме того наблюдается увеличение средней и насыпной плотности дробленого материала, что закономерно приводит к уменьшению его пустотности, которая для гранитного щебня снизилась с 46,8 до 45,6 %, а для порфиритового щебня с 48,1 до 46,2 % [2].

Основой сырья для производства цемента- и асфальтобетон, строительства оснований автомобильных дорог являются традиционные изотропные горные породы – граниты, базальты, габбро, диабаз, известняки и т.п.

Щебень для бетона и железобетона должен быть всегда разделенным по фракциям, иметь кубическую форму, что зависит не только от структуры и сложения пород, но и от режимов дробления и типа дробилки

Фракционированный щебень используется трех групп (классификация по форме зерен): кубовидный и тетраидальный (с содержанием лещадных и игловатых зерен до 15 %), улучшенный (15-25 %) и обычный (25-35 %) (считают частицу игловатой или лещадной, если соотношение ее длины к ширине более трех).

Наилучшей уплотняющей способностью обладает щебень с кубовидной и тетраидальной формами зерен: при компактном расположении зерен в элементах дорожной одежды мелкие фракции расклинивают более крупные. Повышенное содержание лещадных и игловатых зерен значительно увеличивает пустотность, зерна крошатся и ломаются под уплотняющей машиной, снижая требуемую прочность. Использование фракционированного кубовидного щебня в бетонных конструкциях повышает их долговечность в 2-3 раза, повышается прочность щебня за счет снижения трещиноватости.

С целью определения параметров дробилки ударного действия для получения щебня узкофракционного гранулометрического

состава была разработана математическая модель, предусматривающая два этапа: разрушение отдельной усредненной бездефектной частицы материала, а затем описание кинетических кривых процесса разрушения. При этом необходимо использование вероятностно-статистических методов при рассмотрении движения измельчаемых частиц и изучения экспериментальных данных процесса измельчения.

По результатам математической модели были получены необходимые условия отсутствия реактивных ударных импульсов на вертикальный вал дробильной установки. Установлено, что точка приложения внешнего ударного импульса должна находиться от оси вращения ударных элементов дальше, чем центр масс ударной системы.

В рамках разработанной математической модели проведено исследование ударных нагрузок, определение оптимального расположения ударных элементов с целью снижения ударных нагрузок, математическое описание попадания частицы материала в рабочую зону первого яруса ударных элементов, исследована динамика движения ударных элементов.

Установлено, что при ударе в зоне контакта возникают упруго - пластические деформации, определить которые теоретически достаточно сложно. Для исследования ударного процесса использован полуэмпирический подход. Используя эмпирические соотношения между контактной ударной силой и местной упруго – пластической деформацией становится возможным осуществить построение инженерных методов расчета.

Условия, обеспечивающие отсутствие реактивных ударных импульсов, результаты проведенных экспериментальных исследований на опытных образцах установок позволили создать промышленные образцы дробилок ударного действия для получения кубовидного щебня узкофракционного гранулометрического состава (рис. 1).

В промышленной дробильной установке ударного действия вдоль внутренней поверхности корпуса были спроектированы и установлены стержни трубчатого сечения с шагом, равным размеру куска готового продукта плюс некоторый допуск для обеспечения гарантированного зазора. Установка стержней была предназначена для разгрузки через зазоры этой решетки части готового продукта (рис. 2).

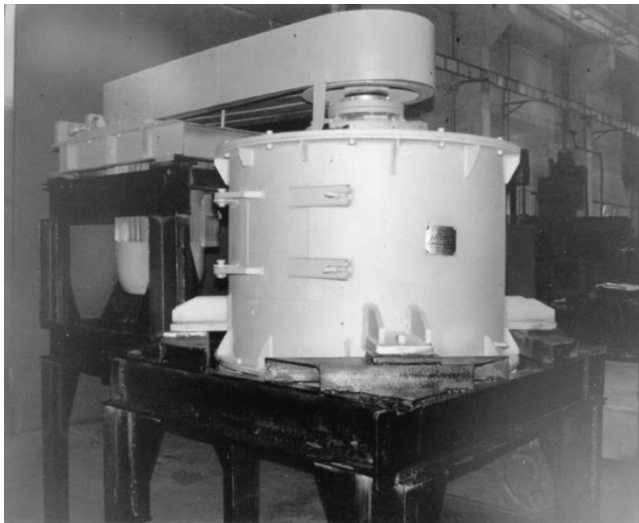


Рис.1. Дробилка ударного действия для получения кубовидного щебня



Рис. 2. Промышленная дробильная установка со снятыми стержнями решетки

Опыт промышленной эксплуатации показал, что вертикальная установка таких стержней мало эффективна. Часть продукта отводится через эту решетку, однако часть материала застревает в этой решетке (рис. 3), ударные элементы при вращении касаясь защемленных кусков материала, претерпевают стесненный удар. В результате ударные элементы, особенно верхнего яруса, довольно интенсивно изнашиваются [3].



Рис. 3. Застрявшие куски щебня между решеткой и корпусом дробилки

В соответствии с поставленными задачами определена методика исследований для определения технологических и энергосиловых параметров дробильных установок, выбран и обоснован план проведения многофакторного эксперимента, определены исследуемые (варьируемые) факторы и уровни их варьирования. В качестве плана, для проведения многофакторного эксперимента с целью выяснения влияния основных факторов на процесс дробления был выбран центральный композиционный ротатбельный план типа Вп, получивший широкое применение благодаря его экономичности и простой структуре [4].

Влияние исследуемых факторов на процент остатка на сите щебня фракции +40 мм и -5 мм представлено на рисунках 4-6.

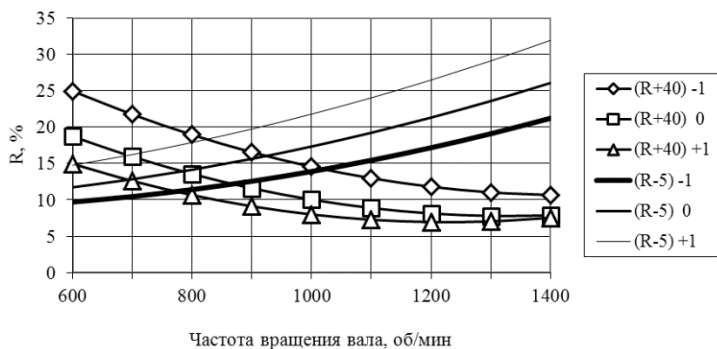


Рис.4. График зависимости фракции готового продукта от частоты вращения вала

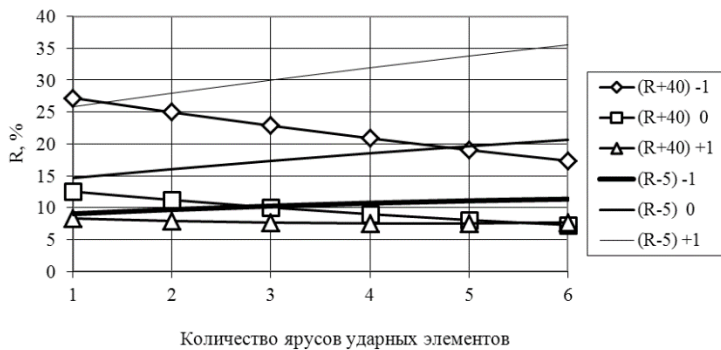


Рис.5. График зависимости фракции готового продукта от количества ярусов ударных элементов

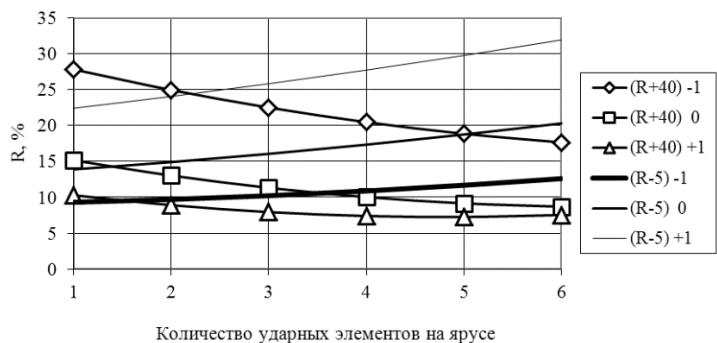


Рис.6. График зависимости фракции готового продукта от количества ударных элементов на ярусе

По результатам проведенных исследований, конструкторских и технологических работ можно сделать следующие выводы:

1. Разработанный типоразмерный ряд дробильных установок охватывает диапазон производительностей от 0,5 до 350 т/ч по готовому продукту класса 5-20 мм.

2. По результатам технологических испытаний дробильных установок при дроблении цеолитового щебня фракций 20-40 мм сделан вывод, что мелкие фракции оказывают отрицательное влияние на процесс измельчения.

3. При расположении ударных элементов по многозаходной винтовой спирали ротор дробилки может работать как осевой вентилятор и (в зависимости от направления вращения) воздушный поток может или помогать движению материала, или удерживать его в зоне обработки, что позволит при подключении дробильной установки к сепаратору более эффективно выделять мелкую фракцию.

4. Осуществление совместного дробления с сопутствующими технологическими операциями позволяет существенно сократить занимаемые производственные площади, суммарную металлоемкость технологического оборудования и общие затраты энергии.

1. Михальков, Д.В. Обоснование параметров дробилки ударного действия для получения материалов узкофракционного гранулометрического состава: дис. канд. техн. наук : 05.05.04 / Д.В.Михальков. – Мн., 2003. – 186 л.

2. Королев, К.М. Механизация приготовления и укладки бетонной смеси. – М.: Стройиздат, 1986. – 136 с.: ил.

3. Сиваченко Л.А., Михальков В.С., Михальков Д.В. Получение кубовидного щебня на дробильных установках ударного действия // Научное издание «Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова» №6.2003 г. Научно-теоретический журнал. Спецвыпуск: Материалы международного конгресса «Современные технологии в промышленности строительных материалов и стройиндустрии», посвященного 150-летию В.Г. Шухова – Белгород: Белгородская областная типография, 2003 г. – Ч.3. - С. 371-374.

4. Тарасик В.П. Математическое моделирование технических систем: Учебник для вузов. – Мн.: ДизайнПРО, 1997. – 640с.:ил.

УДК 69.057

НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ ШВИДКОГО ТА ЕКОНОМІЧНОГО ЗВЕДЕННЯ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ

NEW TECHNOLOGY RAPID AND ECONOMICAL CONSTRUCTION OF HOUSES

**Парфентьєва І.О., к.т.н., доцент, Михальчук Т.Г., студентка
групи МБГм-61, Шафранська О.З., аспірант (Луцький НТУ)**

**Parfentieva Inna, Ph.D. in Engineering, Associate Professor,
Mykhalchuk Tetiana, Master student, Shafranska Oksana, postgraduate
(Lutsk National Technical University)**

У статті проведено аналіз нових технологій та матеріалів, що застосовуються в будівництві. Проаналізовано переваги та недоліки методів та технологій швидкого та економічного зведення будинків, а також характеристики будівельних матеріалів.

The article deals with new technologies and materials used in construction. Examples rapid and economic erection of buildings and properties of building materials. Today scientists and engineers are challenged to develop new materials and technologies in civil and industrial construction, which should provide a fast, economical and ecological construction process. The analysis that the benefits of new construction techniques popular in comparison with the construction of ceramic brick is a high speed construction, building efficiency, high energy efficiency.

Ключові слова: технології, енергоощадність, економічність, будівництво, швидке будівництво, будівельні матеріали.

Keywords: technology, saving, economy, construction, rapid construction, building materials.

На даному етапі розвитку людства спостерігається збільшення кількості населення разом з вичерпністю природних ресурсів. Тому перед вченими та інженерами стоїть завдання розробляти нові матеріали та технології в цивільному та промисловому будівництві,

що повинні забезпечити швидкий, економічний та екологічний процес будівництва. Проблема економічності полягає не лише в економічному зведенні будинку, а й в економічній експлуатації будинку, тобто в енергоефективності [1, 2].

Метою даної статті є аналіз новітніх ефективних технологій й матеріалів в будівництві, їх властивостей, функціональних характеристик, а також їх доцільність в сучасному будівельному виробництві.

В Україні за останні роки використання цегли при зведенні індивідуальних житлових будинків значно знизилось. Натомість, проєктанти та будівельники почали використовувати нові будівельні матеріали та технології, що дають можливість будувати набагато швидше з меншими економічними затратами [2].

Однією з таких технологій є будівництво з незмінною опалубкою.

Для того, щоб збудувати будинок за цією технологією площею у 50 м² потрібно приблизно 45 днів. Стіни будинку середньої величини можна звести за 5–7 днів. Основою такої технології є дві пластини пінополістиролу, що з'єднані між собою міцними перемичками (рис. 1). Пустоти заповнюють бетонним розчином. Блоки мають спеціальні замки складної форми.

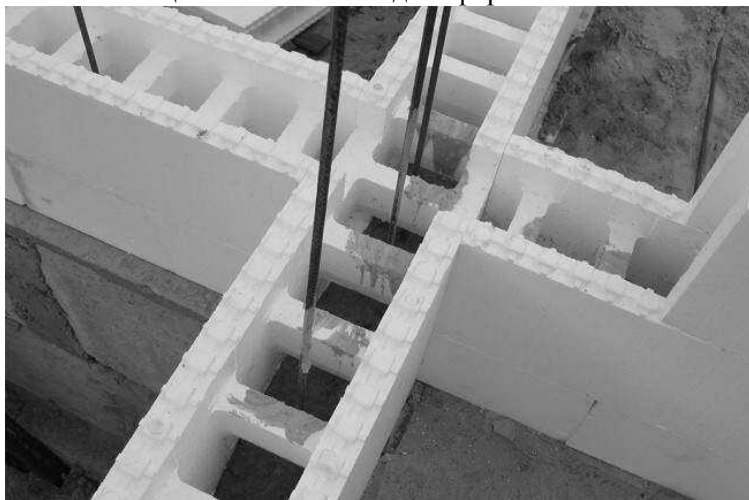


Рис. 1. Технологія будівництва з незмінною опалубкою

Незважаючи на те, що пінополістирольні блоки мають досить великий розмір, їх вага дуже мала. Завдяки цьому, процес

спорудження стін досить простий навіть для будівельників-початківців.

Важлива перевага таких блоків – можливість вибору різних конфігурацій стін. На заводах, що займаються виготовленням будівельних матеріалів, можна замовити нестандартні елементи, що дозволяє побудувати будинок за унікальним проектом [3].

Гладка поверхня стін, що зведені таким методом, придатна для обробки будь-якими матеріалами.

В будинку, що побудований за технологією з незнімною опалубкою, на опалення потрібно втричі менше теплових витрат, ніж на будинок з цегли, а конструкція стін має набагато кращу звукоізоляцію [4].

Каркасна технологію зведення Genesis можна використовувати для будівництва не лише для індивідуальних житлових будинків, а й котеджів, торгових центрів, роздрібних магазинів, гаражів, офісів та інших споруд до 4-х поверхів. Будинок, побудований за цією технологією, не потребує високих витрат тепла, а також не при будівництві не потрібно влаштовувати фундамент глибокого закладання.

Термін зведення стін будинку площею 50 м² – приблизно 10 днів. Від 15 днів потрібно для фасадних та внутрішньобудинкових робіт, а приблизно через 40 днів в будинок можна здавати в експлуатацію.

Основа будинку – міцний каркас з оцинкованого металу, який попередньо виготовляють в заводських умовах. Такий каркас не деформується від перепаду температур і атмосферних явищ. Паралельно виготовленню каркасу йде підготовка фундаменту для будинку.

Готовий каркас на місці будівництва монтується від одного до декількох днів. Наступним кроком є обшивка готовими модулями – покрівельними панелями, стіновими, перекриттями і ін. Наповнювачем каркасу найчастіше використовують мінераловатний утеплювач.

Перевагами такої технології є висока якість і надійність, а також довгий термін експлуатації будинків, низька кількість витрат тепла, економічність, а також комфортне і безпечне побутове середовище.

Одним із значних недоліків будинку, побудованого за цією технологією, є низька звукоізоляція, причиною якого є металевий оцинкований каркас [3, 4].

Будівництво будинку з ґрунту – не зовсім нова технологія. З винаходом нового ручного електрифікованого інструменту для ущільнення ґрунтових мас та інших сумішей ця технологія стала знову актуальною та популярною в деяких країнах. Завдяки інструменту можна виготовляти безліч деталей відразу на місці зведення. Термін будівництва будинку за цією технологією площею 50 м² займає близько 30 днів.

Перевагами цього методу будівництва з ґрунту є економічність і екологічність. Якщо будинок будується без підвалу, то ґрунту, вийнятого для влаштування фундаменту, вистачить для будівлі стін одноповерхового будинку. Ще одна перевага – економія на опаленні, оскільки, в порівнянні з цегельним будинком, для підтримки кімнатної температури потрібно набагато менше енергії. До того ж такі будинки не горять, вогонь, навпаки, робить стіни більш міцнішими.

Додавання невеликої кількості різних добавок до ґрунту дасть можливість забезпечити витривалість, стійкість та міцність будівельним блокам. Прикладом надійності такого будинку є Пріоратський палац (рис. 2), стіни якого зведені із утрамбованого ґрунту в 1798 році.

Одним недоліком такої технології є те, що після дощу на поверхні будинку виступають солі, які містяться в ґрунті. Як результат – постійно помітні соляні потоки [3, 4].

Технологія зведення «ЕкоКуб» поєднує в собі ідею будівництва каркасних будинків із технологією зведення з солом'яних блоків.

Прямокутні солом'яні тюки, які роблять прес-підбирачі, повторно проходять пресування для ще більшої жорсткості. Далі кожен солом'яний тюк обрамляється в невеликий каркас. Бічні стінки штукатурять і фарбують.

Розробники стверджують, що технологія будівництва досить проста, що дає можливість звести будинок навіть без особливих навичок в будівництві.

Час на зведення такого будинку площею 50 м² сягає приблизно 30 днів [3,4].

В табл. 1 наведена порівняльна характеристика новітніх технологій зведення будинків.



Рис. 2. Пріоратський палац

Таблиця 1

Порівняльна характеристика технологій зведення будинків

Назва технології	Термін будівництва площею 50 м ² , дні	Переваги	Недоліки
Будівництво з незнімною опалубкою	45	енергоефективність, висока звукоізоляція, надійність	можливість появи пустот у бетоні
Технологія Genesis	40	енергоефективність, надійність, економічність	погана звукоізоляція металу
Будівництво з ґрунту	30	енергоефективність, надійність, економічність, термостійкість	поява на зовнішніх стінах сольових потоків
«ЕкоКуб»	30	енергоефективність, економічність, екологічність	висока можливість появи гризунів та інших шкідників

Разом з розробкою технологій, науковці розробляють безліч ефективних матеріалів для будівництва.

Керамоблок має мікропористої структури з ребристою бічною поверхнею. Такі блоки мають різні розміри, але по висоті вони кратні цегляній кладці, тому їх зручно використовувати.

Для виготовлення керамоблоку використовується тільки природний матеріал. Компоненти, з яких виготовляють керамоблоки, такі ж, як і в звичайній цеглі, але завдяки додаванню деревної стружки з'явилася пористість, яка зробила його «теплим».

Переваги керамічних блоків – це довговічність, екологічність, енергоефективність, міцність, вогнетривкість, морозостійкість, високі звукоізоляційні властивості, здатність стабілізувати вологість у приміщенні, невелика вага і зручні розміри.

Вчені з Університету Західної Англії (UWE) в Брістолі розробляють старт-цеглини, які будуть використовуватися як мікроорганізми, щоб переробляти стічні води, виробляти електроенергію і виділяти кисень.

Мікробні паливні елементи, які будуть вбудовані в цеглу, щоб дати їм їх «розумні» функції, в процесі минулих досліджень показали свою ефективність. Наприклад, вони можуть бути використані для отримання електрики з багатьох відходів або просто з пилу і сміття.

Залежно від того, як вони «запрограмовані» такі стіни зможуть переробляти забруднену воду, вуглекислий газ, сонячне світло, водорості, бактерії і поживні речовини, і, в свою чергу, виробляти чисту воду, кисень, світло, тепло, біорозкладні миючі засоби.

З розвитком побутової електронної техніки та інших внутрішньобудинкових технологій виникає потреба енергоощадності та розвитку альтернативних джерел енергії.

Науковці Університету Альберти створили сонячні елементи у вигляді спрею з наночастинками цинку і фосфору. Ці сонячні батареї настільки малі і гнучкі, що їх можна наносити на поверхню як спрей-фарбу.

Якщо кожен домовласник розпише свій дах такою сонячною фарбою, то зможе виробляти більше ніж достатньо енергії для дому, зменшивши таким чином залежність від викопного палива. Крім того, сонячна фарба дешевша у виробництві, ніж традиційні сонячні

батареї. Сонячні батареї, які використовуються у цій фарбі, поки не дуже ефективні, але науковці працюють над цією проблемою [5].

Датський конструктор Lego подарував свій принцип виробникам будматеріалів. Американська фірма Kite Bricks випускає будівельні цеглини з ручками зверху. Вони з'єднуються між собою за принципом конструктора. Розумні цеглини утримуються на місці за допомогою арматури і бувають різних форм. Замість використання цементу, такі цеглини скріплюються разом сильним двостороннім адгезивом. Зсередини будівлі до цеглин можна прикріпити знімні змінні панелі. Ці панелі можна забрати при необхідності. Є також кубічні форми для вибудовування підлог і стель. У центрі блоки порожні, їх можна заповнити за необхідності ізоляцією, трубами і електропроводкою. Такі цеглини можуть привести до кращого контролю тепла, гнучкості у виробництві та зниження вартості виробництва на 50% [5].

Отже, проаналізувавши сучасні технології зведення житлових будинків, можна з певністю стверджувати, що перевагами нових популярних методів будівництва в порівнянні з будівництвом з керамічної цегли є висока швидкість зведення, економічність будівництва, висока енергоефективність.

Також, на сьогодні, перед вченими та інженерами стоїть завдання розробляти нові матеріали та технології в цивільному та промисловому будівництві, що повинні забезпечити швидкий, економічний та екологічний процес будівництва.

1. ДБН В.2.2-15-2005 «Житлові будинки. Основні положення», К.: Мінрегіонбуд України, 2006.

2. ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель», К.: Мінрегіонбуд України, 2006.

3. Нові технології в будівництві - надія на майбутнє. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://www.farsipharm.com.ua/>.

4. Нові технології швидкого та економічного будівництва житла. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://ecotown.com.ua/>.

5. Топ-10 геніальних будівельних рішень з благоустрою міст. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://dt.ua/>.

УДК 621.926

ВИБРОВАЛКОВЫЙ ИЗМЕЛЬЧИТЕЛЬ И ОСНОВЫ ЕГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

VIBRO-ROLLER CHOPPER AND THE BASICS OF ITS DESIGN

Сиваченко Л.А. д.т.н., проф. (Белорусско-Российский университет, г. Могилев), **Богданович И.А.** к.т.н., доц., **Сотник Л.Л.** преподаватель (Барановичский государственный университет)

Sivanchenko L.A., Doctor of Engineering, Professor (Belarusian-Russian university, Mogilyov), **Bogdanovich I.A.** Ph.D. in Engineering, Associate Professor, **Sotnik L.L.** instructor (Baranovichi State University).

Предложена новая конструкция вибровалкового измельчителя для переработки минеральных материалов. Описаны ее основные конструктивные элементы и выполнен расчет технологических и энергосиловых параметров.

A new design of roll crusher grinder for processing of mineral materials is offered. Its basic constructive elements are described and the calculation of technological and energy-power parameters is done.

Измельчение является подготовительной стадией переработки материалов к участию их в последующих физико-химических взаимодействиях с целью получения новых продуктов и изделий. Процесс измельчения является одним из самых массовых и энергоемких, но при этом самым несовершенным из всех используемых в технике [1].

Известно большое количество самых разнообразных измерительных машин [2], однако это многообразие является следствием, как их технологического несовершенства, так и недостаточно реализованных потенциалов развития.

В последние десятилетия наметился устойчивый переход простого процесса измельчения в более сложный механизм управляемого изменения свойств перерабатываемой среды [3]. Это, в свою очередь, привело к активизации научно-исследовательских и прикладных работ в области измельчителей повышенной

интенсивности рабочего процесса: вибрационных, планетарных, струйных, электромагнитных и ряда других.

Одним из новых конструкторских решений по разработке мельниц повышенной энергонапряженности воздействия на частицы разрушаемого материала, является предлагаемый нами вибровалковый измельчительный аппарат, кинематическая схема которого приведена на рисунке 1.

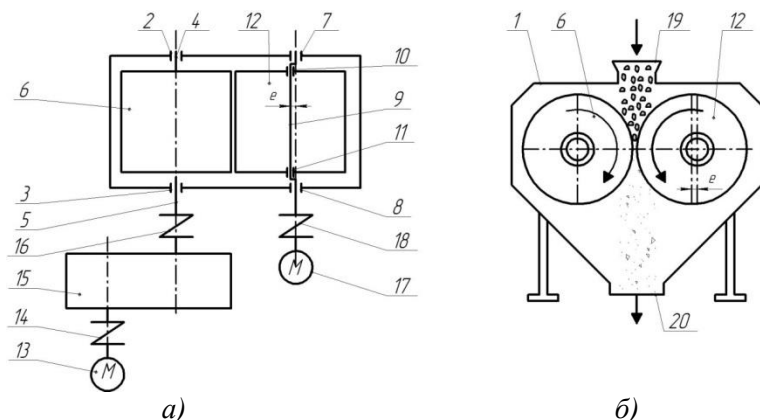


Рис. 1. Схема вибровалкового измельчителя:
а – вид сверху, б – вид сбоку

Вибрационное воздействие на материал осуществляется приданием одному из валков дополнительного движения эксцентрично относительно его центральной оси, что способствует созданию в измельчаемом материале сложного объемного нагружения, осуществляемого с большой частотой воздействия.

Вибровалковый измельчитель состоит из рамы 1, на которой в соответствующих опорах 2, 3 посредством цапф 4, 5 смонтирован неподвижный валок 6, а в опорах 7, 8 установлен эксцентриковый вал 9, опирающийся на опоры 10, 11 подвижного валка 12. Привод неподвижного валка 6 осуществляется от электродвигателя 13 через муфту 14, редуктор 15 и муфту 16, а подвижного валка - от электродвигателя 17 через муфту 18. Для загрузки и выгрузки материала предусмотрены устройства выполненные в виде люков 19, 20. Эксцентриковый вал 9 устанавливается в опорах 7, 8 с эксцентриситетом e относительно центральной оси подвижного валка 12.

Рабочий процесс вибровалкового измельчителя осуществляется следующим образом. Одновременно включаются электродвигатели 13, 17 и приводят во вращение соответствующие элементы конструкции, причем неподвижный валок 6 и эксцентриковый вал 9 вращаются навстречу друг другу. При этом эксцентриковый вал 9 через опоры 10, 11 сообщает подвижному валку 12 круговые колебания с амплитудой $2e$. Через загрузочный люк 19 в межвалковое пространство непрерывным потоком подается подлежащий обработке исходный материал и подвергается интенсивному разрушению путём динамического высокочастотного сжатия со сдвигом.

В процессе работы измельчителя собственно подвижный валок 12 за счёт сил трения, возникающих в зоне контакта частиц материала с валком и их захвата внешней поверхностью неподвижного валка 6 и реактивного момента, создаваемого силами трения эксцентрикового вала 9 приводит к вращению подвижного валка 12 в направлении, противоположном вращению валка 6, что способствует захвату материала и его принудительному перемещению через межвалковое пространство. Обработанный таким образом материал удаляется из рабочей зоны агрегата через выгрузочный люк 20.

Для расчета параметров вибровалковых измельчителей, которые могут работать как в режиме дробления так и в режиме помола, нет существующих методик, так как это новый тип аппарата. Наиболее подходящей является методики расчета валковых дробилок [4, 5], которые мы используем как основу для предварительного расчета разрабатываемой конструкции.

Угол захвата в валковых дробилках – это угол β между двумя касательными к поверхностям в точках соприкосновения с дробимым материалом что поясняется рисунком 2. Кусок материала будет захватываться, если $\beta \leq 2\varphi$ или $\alpha \leq \varphi$.

Для обеспечения нормального дробления у валковых дробилок угол захвата не должен превышать двойного угла трения. По коэффициенту трения для реальных случаев $f=0,30\dots 0,45$, угол трения составляет $\varphi=16^\circ 40' \dots 24^\circ 20'$. Для практически гладких валков $\alpha=16^\circ \dots 24^\circ$, чтобы исключить выдавливание дробимых кусков из валковой зоны. То есть, должно быть выполнено условие

$$2P \sin \alpha \leq 2fP \cos \alpha \quad (1)$$

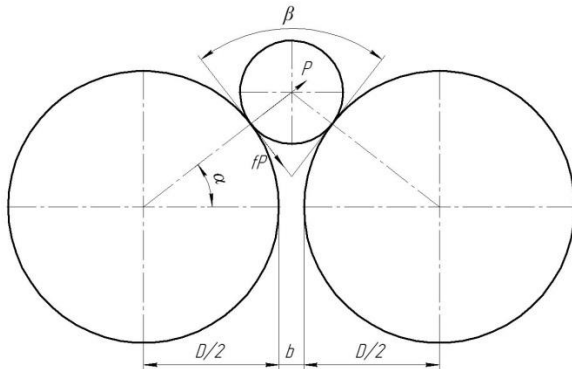


Рис. 2. Схема к расчету валковой дробилки

Максимальный размер куска, захватываемого валками можно определить

$$d_{\max} = \frac{D(1-k)+b}{k} \quad (2)$$

где k – коэффициент захвата (для гладких валков $k=0,954$), b – ширина выходной щели, м.

Частота вращения валков n , об/с, не должна превышать некоторого значения, при котором создаются неустойчивые условия захвата материала. Наиболее благоприятный режим работы наступает при окружной скорости валков $\mathcal{G}_{\text{опт}}=3\dots 6$ м/с. Отсюда находим частоту вращения валков

$$n_{\text{опт}} = \frac{\mathcal{G}_{\text{опт}}}{\pi D} \quad (3)$$

Усилие в деталях валковой дробилки, это нагрузка, зависящая от многих факторов, может быть вычислена приближенно

$$P = \sigma_{\text{сж}} l \mu \quad (4)$$

где $\sigma_{\text{сж}}$ – предел прочности материала при сжатии, Па; $l = \frac{D\alpha}{2}$ –

длина дуги на участке измельчения материала, м; μ – коэффициент учитывающий степень разрыхленности материала (для прочных материалов $\mu=0,2\dots 0,3$).

Производительность дробилки при частоте вращения n

$$Q = 1,25Vn\mu = 1,25\pi DLbn\mu \quad (5)$$

где 1,25 – коэффициент учитываемый возможность расхождения валков дробилки.

Для расчета мощности двигателя валковых дробилок можно воспользоваться линейной зависимостью от параметра $DL\mathcal{G}$, которая подтверждается данными машиностроительных предприятий

$$N_{дв} = (11...14)DL\mathcal{G} \quad (6)$$

где $\mathcal{G} = \pi Dn$ – окружная скорость валков, м/с.

С учетом кинематических особенностей предлагаемой схемы, что иллюстрируется рисунком 3, необходимо внести ряд дополнений в приведенную выше методику.

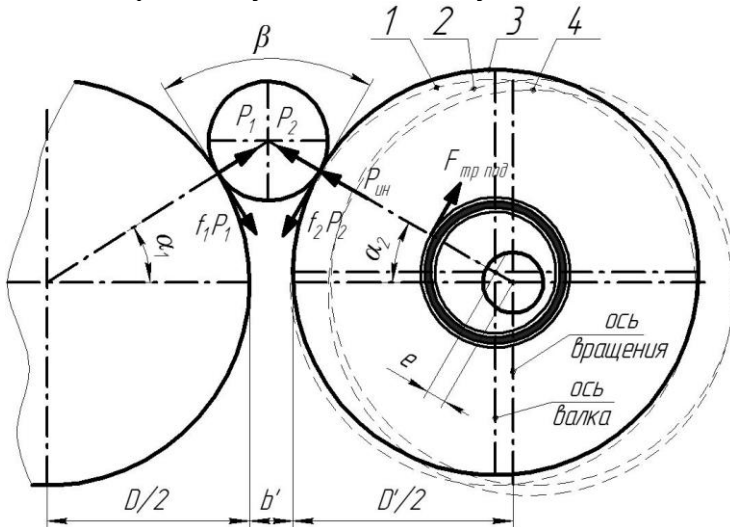


Рис. 3. Кинематические параметры вибровалковой дробилки

Положение подвижного валка: 1 – ширина выходной щели минимальна, 2 – ширина выходной щели максимальна, 3 – максимальное усилие сжатия частицы, 4 – минимальное усилие сжатия частицы

Задавшись некоторыми параметрами для проектирования вибровалкового измельчителя, проведем расчет ($D=0,2$ м, $L=0,2$ м, $b=0,001$ м, $e=0,002$ м, $n_{кол}=1500$ об/мин, материал – известняк средней твердости: плотность $\rho=2630$ кг/м³, предел прочности при сжатии $\sigma_{сж}=40...100$ МПа).

С учетом кинематической схемы (рис. 1) условие захвата частицы (1) примет вид

$$\begin{aligned} P_1 \sin \alpha_1 + P_2 \sin \alpha_2 + P_{\text{ин}} \sin \alpha_2 + F_{\text{тр под}} \cos \alpha_2 \leq \\ \leq f_1 P_1 \cos \alpha_1 + f_2 P_2 \cos \alpha_2 \end{aligned} \quad (7)$$

где $P_{\text{ин}}$ – сила инерции от валка, возникающая при максимальном сжатии частицы материала $P_{\text{ин}} = m\omega^2 e$; $\omega = \frac{\pi n}{30}$ – угловая скорость, e – эксцентриситет; $F_{\text{тр под}}$ – сила трения возникающая в подшипниках.

При расчете максимального размера куска, необходимо учесть, что величина выходной щели является переменной величиной и условие (2) примет вид

$$\begin{aligned} d_{\text{max}} = \frac{D(1-k) + b_{(e)}}{k} = \frac{0,2(1-0,954) + (0,001...0,005)}{0,954} = \\ = 0,0107...0,0149 \text{ м} \end{aligned} \quad (8)$$

где $b_{(e)}$ – ширина выходной щели в функции от e ($b_{\text{min}} = b$, $b_{\text{max}} = b + 2e$), м.

Для обеспечения нормальной эксплуатации измельчителя и отсутствия заклинивания, принимаем за наибольший расчетный диаметр наименьшее из полученных значений.

С учетом выбранного значения d_{max} геометрическим построением определены углы α_1 , α_2 и β , а также значение ширина выходной щели b для четырех положений вибровалка. Полученные данные приведены в таблице 1.

Частота вращения валков

$$n_{\text{опт}} = \frac{g_{\text{опт}}}{\pi D} = \frac{3...6}{3,14 \cdot 0,2} = 4,78...9,55 \text{ об/с или } 287...573 \text{ об/мин.}$$

Усилие в деталях вибровалкового измельчителя.

Усилие на неподвижном валке по формуле (4)

$$P = \sigma_{\text{сж}} L l \mu, \quad l = \frac{D \alpha}{2}$$

Усилие на подвижном валке

$$\Sigma P = P + P_{\text{ин}} \cos \alpha_2 = \sigma_{\text{сж}} L l \mu + m \omega^2 e \cos \alpha_2 \quad (9)$$

Таблица 1

Значение геометрических и силовых параметров дробления

№ положения валка	Ширина выходной щели b , мм	Угол α_1 , град	Угол α_2 , град	Угол β , град	Длина дуги l_1 , м	Длина дуги l_2 , м	Усилие дробления P , кН	Усилие дробления ΣP , кН
1	1	17°27'	17°8'	34°35'	0,0304	0,0300	146	145
2	5	13°21'	13°37'	26°58'	0,0233	0,0238	112	113
3	1,09	17°32'	17°12'	34°45'	0,0306	0,0301	147	146
4	4,91	13°18'	13°33'	26°51'	0,0232	0,0236	111	112

Производительность дробилки при частоте вращения n с учетом изменяющегося значения ширины щели b

$$Q = kVn\mu = k\pi DLb_{cp}n\mu \quad (10)$$

$$Q = 1 \cdot 3,14 \cdot 0,2 \cdot 0,003 \cdot (300 \dots 400) \cdot 60 \cdot 0,3 = 2,03 \dots 2,71 \frac{\text{м}^3}{\text{ч}}$$

где k – коэффициент который учитывает амплитуды колебаний, для предварительных расчетов принимаем $k = 1$; b_{cp} – среднее значение ширины выходной щели.

Мощность согласно формуле (6) рассчитывается на каждый валок

$$N_{дв} = (11 \dots 14)DLg = (11 \dots 14) \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot 4,2 = 1,8 \dots 2,4 \text{ кВт}$$

Задавись частотой вращения неподвижного валка $n = 400$ об/мин.

$$g = \pi Dn = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 400 / 60 = 4,2 \text{ м/с.}$$

Выполненные расчеты показывают, что вибровалковый измельчитель схож с валковыми машинами по производительности и энергоемкости. Обеспечение эксцентричного положения оси быстроходного валка позволяет увеличить объемное нагружение на частицы материала, при этом нагрузки на измельчаемый материал носят циклический характер, частицы материала подвергаются интенсивному истирающему воздействию, что приводит к повышению эффективности процесса измельчения и увеличению производительности измельчителя. На основе разработанной методики спроектирован опытный образец вибровалкового измельчителя.

1. Ревнивцев В.И. Селективное измельчение минералов / В.И. Ревнивцев [и др.] – М.: Недра, 1988. – 286 с. 2. Сиваченко Л.А.

Технологические аппараты адаптивного действия / Л.А. Сиваченко [и др.] – Минск Изд. Центр БГУ, 2008. – 375 с. 3. Хайнике Г. Трибохимия / Г. Хайнике – М.: Мир, 1987. – 584 с. 4. Поникаров И.И. Расчет машин и аппаратов химических производств и нефтепереработки (примеры и задачи): Учебное пособие / И.И. Поникоров, С.И. Поникоров, С.В. Рачковский. – М.: Альфа-М, 2008. – 720 с.: ил. 5. Богданов В.С. Процессы в производстве строительных материалов / В.С. Бокданов, А.С. Ильин, И.А. Семикопенко, – Белгород.: Вевелита, 2007. – 512 с.

УДК 666.972.16

АНАЛІЗ ЕФЕКТИВНОСТІ ВИКОРИСТАННЯ БЕТОННОГО БРУХТУ ПРИ ВИГОТОВЛЕННІ ФЕМ

THE ANALYSIS OF THE EFFICIENCY OF CONCRETE SCRAP IN THE MANUFACTURE OF FEM

Смаль М.В., к.т.н., доц., Дзюбинська О.В., ас. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Smal M. Ph. D. in Engineering, Associate Professor, Dzubyńska O., assistant, (Lutsk national technical University, Lutsk)

Досліджено можливість використання бетонного брухту в якості крупного заповнювача при виготовленні бруківки. Для порівняння фізичних характеристик бруківки, виготовленої методом вібропресування за звичною рецептурою та бруківки, виготовленої із додаванням вторинного бетону в якості крупного заповнювача проведено наступні лабораторні випробування: визначення міцності на стиск; водопоглинання; стирання бруківки.

Investigated the possibility of using concrete waste as coarse aggregate in the manufacture of pavers. For comparison of the physical characteristics of paving stones, made by vibrocompression on the usual recipe and pavers, made with addition of recycled concrete as coarse aggregate the laboratory conducted the following tests: compressive strength; determination of water absorption; determination of abrasion resistance of pavers.

Ключові слова: вторинне використання, бетонний брухт, крупний заповнювач.

Keywords: recycling, scrap concrete, coarse aggregate.

Увага до питання повторного використання бетону в будівельному виробництві посилюється в наш час через підвищення дефіциту природних заповнювачів, необхідності охорони навколишнього середовища та збільшення кількості старих, морально та фізично зношених будівель і споруд із залізобетону, що піддаються зносу.

На сьогодні використанню бетонного брукху в якості крупного заповнювача присвячено багато праць українських та закордонних вчених.

Щорічно в країні утворюється близько 6 млн. т відходів бетону та залізобетону. У великих містах і промислових районах країни після переходу на будівництво нових будівель з'являються десятки мільйонів кубічних метрів невикористаних некондиційних залізобетонних виробів і конструкцій.

Некондиційна продукція промисловості збірному залізобетону може бути частково використана в менш відповідальних будівлях і спорудах із зниженою поверховістю, при будівництві тимчасових доріг, тротуарних покриттів, індивідуальних забудовах.

В наш час фігурні елементи мощення (ФЕМ) широко застосовують для облаштування покриття тротуарів, площ пішохідного руху, садово-паркових і пішохідних доріжок, прогулянкових алей у парках, ботанічних садах, скверах і бульварах, для оформлення ділянок індивідуального будівництва.

Можливість використання бетонну брукху для виготовлення бруківки було перевірено дослідним шляхом. Пробну партію бруківки типу «Клевер» виготовили методом вібралиття за наступним технологічним процесом:

1. Приготування бетонної суміші.
2. Формування виробів (укладання й ущільнення бетону, укладеного в форми на вібростолі). Вироби формуються з двох шарів: перший – фактурний шар забезпечує якісні основні показники плитки; другий, конструктивний шар, задає тротуарній плитці бажану товщину і є основним носієм міцності.
- 3) Загладжування розчину у формах після вібрації .
- 4) Укладання форм на піддони.

5) Витримка виробів. Витримуємо вироби у формах в природніх умовах протягом 48 годин.

6) Вибивання (розпалублення) виробів.

7) Транспортування готових виробів на склад.

Для виготовлення тротуарної плитки застосовується метод почергової заливки у форму двох розчинів, які різняться за своїм складом, з вібруванням кожного. Нами розрахована рецептура суміші на пробну партію бруківки (орієнтовано на 3 м² товщиною 60 мм). Дані по рецептурі наведено в табл. 1,2.

Таблиця 1

Рецептура суміші для приготування верхнього шару бруківки

Верхній шар «V»				
Пісок 0-1,25	Пісок 0-2	Щебінь 0-2	Цемент 500	Пластифікатор
12,81 кг	12,81 кг	5,7 кг	8,25 кг	0,033 кг

Таблиця 2

Рецептура суміші для приготування конструкційного шару бруківки

Верхній шар «V»				
Пісок 0-1,25	Пісок 0-2	Щебінь з вторинного бетону	Цемент 500	Пластифікатор
32,1 кг	128,4 кг	105,45 кг	51,6 кг	0,111 кг

Зведені витрати матеріалів для приготування пробної партії бруківки подано в таблиці 3.

Таблиця 3

Витрати складників

№ з/п	Найменування складника	Витрати, кг
1	Пісок 0-1,25	44,91
2	Пісок 0-2	141,21
3	Щебінь 0-2	5,7
4	Щебінь з вторинного бетону 2-5	105,45
5	Цемент 500	59,85
6	Пластифікатор	0,144
	Всього	357,264

Для порівняння фізичних характеристик бруківки, виготовленої методом вібропресування за звичною рецептурою та бруківки,

Сучасні будівельні технології

виготовленої із додаванням вторинного бетону в якості крупного заповнювача проведено наступні лабораторні дослідження:

- випробування міцності на стиск;
- визначення водопоглинання;
- визначення стирання бруківки.

Результати випробувань показано в таблиці 4.

Таблиця 4

Результати випробувань бруківки

Тип бруківки	№ проби	Коеф. стирання г/см ²		Міцність на стиск, МПа		Водопоглинання, %		Висота, см	
		Зразка	Середня	Зразка	Середня	Зразка	Середня	Зразка	Середня
Бруківка типу «Носталіт» висотою 60 мм виготовлена методом вібропресування	1	0,485	0,483	41,8	50,3 М 450 В 35	3,12	3,48	6,09	6,05
	2	0,485		51,0		3,50		6,05	
	3	0,475		51,0		3,62		5,95	
	4	0,490		55,2		3,46		6,01	
	5	0,476		42,3		3,70		6,06	
	6	0,486		54,5		3,58		5,99	
	7	0,480		52,8		3,58		6,09	
	8	0,487		49,6		3,54		6,15	
	9	0,486		55,2		3,41		6,04	
Бруківка типу «Клевер» виготовлена на основі вторинного бетону методом вібролиття (пробна партія)	1	0,503	0,502	40,1	40,1 М 400 В 30	3,55	3,60	6,13	6,14
	2	0,504		40,1		3,65		6,13	
	3	0,504		40,0		3,63		6,06	
	4	0,503		39,9		3,29		6,09	
	5	0,502		41,1		3,37		6,13	
	6	0,505		40,2		3,62		6,12	
	7	0,500		40,5		3,58		6,13	
	8	0,501		39,5		3,92		6,25	
	9	0,500		39,8		3,75		6,18	

З таблиці видно:

– в порівнянні з бруківкою, виготовленою за звичною рецептурою міцність зменшилася на 20%. Проте вона становить 40,1 МПа, що відповідає марці міцності М 400 та класу міцності В30, які є досить хорошими фізичними показниками матеріалу для виготовлення фасонних елементів мощення;

– водопоглинання бетонних зразків показало, що більше значення має бруківка, виготовлена за новою рецептурою: 3,60% проти 3,48%. Однак, даний показник знаходиться в межах допустимого;

– за показником стирання бруківка з використанням вторинного бетону поступається лише на 3,7 % бруківці, виготовленої за звичайною рецептурою (0,502 г/см² проти 0,483 г/см²), що не перевищує максимально можливий показник для ФЕМ.

Грунтуючись на сучасні ціни сировинних складників, за даними інтернет-джерел, розрахуємо витрати на матеріали для приготування бетонних сумішей при виготовленні бруківки за традиційною та новою рецептурами. Результати розрахунків представлено в таблицях 5,6.

Таблиця 5

Розрахунок витрат на матеріали для приготування бетонної суміші при виготовленні 1 м² бруківки за існуючою рецептурою

№ з/п	Найменування складника	Норма витрат, кг	Ціна, грн.
1	Пісок 0-1,25	14,97	11,30
2	Пісок 0-2	47,07	35,25
3	Щебінь 0-2	1,9	1,8
4	Щебінь 2-5	35,15	33,83
5	Цемент 500	19,87	30,26
6	Пластифікатор	0,048	4,06
	Всього	119,08	116,50

Розрахунок витрат на матеріали для приготування бетонної суміші при виготовленні пробної партії бруківки з використанням в якості крупного заповнювача вторинного бетону зведемо в таблицю 6.

Розрахунок витрат на матеріали для приготування бетонної суміші при виготовленні 1 м² пробної партії бруківки

№ з/п	Найменування складника	Норма витрат, кг	Вартість, грн.
1	Пісок 0-1,25	14,97	11,30
2	Пісок 0-2	47,07	35,25
3	Щебінь 0-2	1,9	1,8
4	Щебінь з вторинного бетону 2-5	35,15	13,98
5	Цемент 500	19,87	30,26
6	Пластифікатор	0,048	4,06
	Всього	119,08	96,65

З наведеного вище та враховуючи вартість сировини для виготовлення сумішей пропонуємо застосовувати поряд з традиційними рецептурами використання вторинного бетону в якості крупного заповнювача при виготовленні ФЕМ.

Запровадження запропонованих рецептур дасть змогу отримати не лише певний економічний ефект, а й соціальний, який полягає в збереженні вичерпних природних ресурсів.

1. Большаков В.І., Дворкін Л.І. Будівельне матеріалознавство. - Дніпропетровськ: РВА «Дніпро-VAL», 2004. - 677 с.
2. Кикава О. Ш., Соломин І. А. «Переработка строительных отходов». — М.: «Сигнал», 2000 г.
3. Наназашвили І. Х. «Строительные материалы, изделия и конструкции»: Справочник, иллюстр. — М.: «Высшая школа», 1990г.
4. Гусев Б.В., Загурский В.А. Вторичное использование бетонов. М.: «Стройиздат», 2008г. - 98 с.
5. [Електронний ресурс] / - Режим доступу: http://budmaster.in.ua/index/vigotovlennja_brukivki/0-83
6. [Електронний ресурс] / - Режим доступу: <http://rusyn-o.lviv.ua/article/vygotovlennja-brukivky>

УДК 666.952

**ПРОЕКТУВАННЯ СКЛАДІВ ФІБРОБЕТОНУ ІЗ
ЗАСТОСУВАННЯМ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-
СТАТИСТИЧНИХ МОДЕЛЕЙ**

**DESIGNING THE FIBER CONCRETES COMPOSITION
WITH THE USING EXPERIMENTAL-STATISTICAL MODELS**

**Дворкін Л. Й., д.т.н., професор, Бабич Є. М., д.т.н., професор,
Степасюк Ю. О., аспірант, Ковальчук Т. В., аспірант (Національний
університет водного господарства та природокористування, м.Рівне)**

**Dvorkin L. J., doctor of technical sciences, professor, Babich E. M.,
doctor of technical sciences, professor, Stepanyuk Y. O., post-graduate
student, Kovalchuk T. V., post-graduate student (National University of
Water Management and Natural Resources use, Rivne)**

В статті розглянуто комплекс технологічних рішень, що направлені на отримання високоякісного сталевібробетону, а також базальтовібробетону: вибір виду фібри, орієнтація її при ущільненні під дією магнітного поля, встановлення оптимального вмісту фібри та інших параметрів складу вібробетонної суміші. Поставлені задачі розв'язуються за допомогою експериментально-статистичних моделей, отриманих за допомогою математичного планування експериментів. За результатами досліджень розроблено методики проектування складів сталевібро- та базальтовібробетонів із комплексом заданих властивостей.

In the article the complex technological is established solutions aimed at obtaining high-quality fiber concrete is highlighted: choose the type of the fiber, its orientation during compaction under the influence of a magnetic field, an optimal fiber content and other parameters of fiber-reinforced concrete mixture composition. The problem is solved with the help of experimental-statistical models derived using mathematical planning of experiments. According to the research are received the complex of experimental and statistical models that allow to assess the impact of the type and amount of fiber on the fiber concrete strength characteristics, as well as to design the compositions of fiber concrete with the complex specified properties. Also in the article are analyzed

*Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення*

the effectiveness of the impact of mobility concrete mixes, on effect of metal fiber orientation in a magnetic field, and reducing the material and energy resources in the production of fiber concrete by using low clinker blast furnace cement and basalt fiber.

Ключові слова: фібра, магнітне поле, рухомість, портландцемент, шлакопортландцемент, фібробетон, суперпластифікатор.

Keywords: fiber, magnetic field, mobility, portland cement, blastfurnase cement, fiber concrete, superplasticizer.

Вступ. В сучасному будівництві все ширше застосовують фібробетон, для якого характерні підвищені значення міцності на розтяг, ударо- та вібростійкість, низька стиранисть та ряд інших покращених фізико-механічних властивостей.

На даний час запропонована велика кількість видів фібри, яка відрізняється властивостями матеріалу та геометричними параметрами. В Україні поширені сталеві фібри, виготовлені із низьковуглецевої сталі, а також базальтова фібра. В даній роботі виконано порівняльний аналіз трьох видів сталевих фібр: хвилеподібної Ф1 60/1, анкерної із загнутими та зплющеними кінцями (Ф2 60/1, Ф3 50/1), а також досліджено вплив технологічних параметрів на властивості сталевих фібробетонів. Для визначення можливості зниження витрат матеріальних та енергетичних ресурсів на виготовлення фібробетонів із заданими властивостями досліджено також ефективність застосування малоклінкерного шлакопортландцементу і базальтової фібри.

Аналіз останніх досліджень. Основні дослідження, що стосуються фібробетонів направлені на дослідження його властивостей і використання для виготовлення різного виду конструкцій. Проектування складів фібробетонів виконуються на базі існуючих емпіричних рекомендацій [1,2]. Разом з тим для технологічної практики представляє інтерес розробка розрахунково-експериментальних методів. Існуючі методи стосуються бетонів, які не містять дисперсної арматури, для їх проектування ключове значення має водоцементне відношення. Разом з тим, як відомо [3], на формування міцнісних властивостей фібробетонів, особливо міцності на розтяг при згині, визначальне значення має наявність фібри та її витрати. Прогнозування

властивостей фібробетону та кількісна оцінка впливу варійованих факторів можлива при застосуванні експериментально-статистичних моделей. Ряд таких моделей отримано різними дослідниками [3-5], проте вони, зазвичай, не направлені на проектування складу.

Метою роботи було побудова комплексу експериментально-статистичних моделей, які дозволяють оцінювати вплив виду та кількості фібри на міцнісні характеристики фібробетону, а також здійснювати проектування складів фібробетонів із комплексом заданих властивостей. Крім того в роботі аналізується ефективність впливу складу бетонної суміші на ефект орієнтування металевої фібри в магнітному полі, а також можливість зменшення матеріальних та енергетичних ресурсів на виробництво фібробетону за рахунок використання малоклінкерного шлакопортландцементу і базальтової фібри.

Методика досліджень. Дослідження, основні результати яких наведені в статті, виконані за допомогою математичного планування експерименту, яке дозволяє при раціональному об'ємі експериментальних робіт отримати адекватні рівняння регресії, що характеризують вплив досліджуваних факторів на вихідний параметр.

Для вибору виду фібри, що дозволяє отримати бетон з найбільш високими показниками міцності на розтяг при згині, були проведені експерименти із застосуванням двох напівреплік типу 2³⁻¹ [6]. Умови планування експериментів наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Умови планування експериментів при виборі виду фібри

Фактори впливу		Рівні варіювання факторів	
Натуральний вид	Кодований вид	-1	+1
Вид фібри	X ₁	Анкерна*	Хвилеподібна
Водоцементне відношення	X ₂	0,35	0,45
Вміст цементу, кг/м ³	X ₃	500	600

*- в першій напіврепліці була застосована анкерна фібра із загнутими кінцями, а в другій –зі зплющеними кінцями.

В якості вихідних компонентів бетонної суміші використовували цемент ПЦ-I М500 ВАТ «Волинь-цемент»,

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

кварцовий пісок із $M_{кр}=2,1$, гранітний щебінь фракції 5..20 мм. Витрата фібри складала 40 кг/м³. В бетонні суміші вводили добавку суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux 2651f.

Співвідношення піску і щебеню розраховували згідно відомих рекомендацій [1].

В результаті статистичної обробки експериментальних даних отримані поліноміальні моделі виду:

$$y=b_0+ b_1X_1+ b_2X_2+ b_3X_3+ b_{12}X_1X_2$$

Коефіцієнти математичних моделей приведені в табл.2

З аналізу отриманих моделей випливає, що найкращі показники міцності характерні при застосуванні хвилеподібної фібри, що можна пояснити її збільшеною поверхнею зчеплення із цементним каменем. Хвилеподібна фібра Ф1 60/1 прийнята для подальших досліджень сталевібробетону.

Таблиця 2

Коефіцієнти математичних моделей з порівнянням видів фібри

Вихідні параметри	Значення коефіцієнтів*				
	b ₀	b ₁	b ₂	b ₃	b ₁₂
Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	6,0/5, 78	-1,4/- 1,63	-0,3/- 0,3	0,2/0,1 8	0,2/0,18
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	77,3/ 74,8	-3,5/-6	-5,3/- 4,3	0,5/1,5	0,5/1,5

*- над ризикою вказані коефіцієнти моделі з порівнянням хвилеподібної та анкерної фібри із загнутими кінцями; під ризикою вказані коефіцієнти моделі з порівнянням хвилеподібної та анкерної фібри із зплющеними кінцями.

Дослідженнями [7,8,9] встановлено позитивний вплив на фізико-механічні характеристики вібробетону орієнтування сталевібробетону перпендикулярно робочому навантаженню, яке досягається віброущільненням вібробетону при дії магнітного поля.

Момент сили, що необхідний для орієнтування фібри в бетонній суміші та потужність, яка поглинається сталевібробетонною сумішшю при вібруванні під дією магнітного поля залежать від граничного напруження зсуву і в'язкості бетонної суміші, що змінюються при зміні показника легкоукладальності [7].

Для визначення впливу рухомості бетонної суміші на ефективність орієнтування фібри були проведені досліді, результати яких наведені в табл.3. Необхідна рухомість бетонної

суміші забезпечувалась підбором вмісту суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux 2651f. Вміст фібри у всіх складах бетонної суміші був постійним і складав 40 кг/м^3 . Орієнтування сталевих фібри відбувалося в результаті дії магнітного поля, яке створювалося електромагнітом, встановленим на лабораторному вібромайданчику.

Таблиця 3

Вплив орієнтування фібри на міцнісні характеристики фібробетону

№	В/Ц	Вміст суперпластифікатора Melflux 2651F, % від маси цементу	Рухомість суміші (ОК), см	Міцність на розтяг при згині у віці 7 діб, МПа	Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа
1	0,30	0,25	7	4,1	5,2
2	0,30	0,35	14	5,2	6,5
3	0,30	0,55	21	6,7	7,9
4	0,30*	0,54	21	3,9	5,3

*- контрольний склад, який ущільнений без дії магнітного поля.

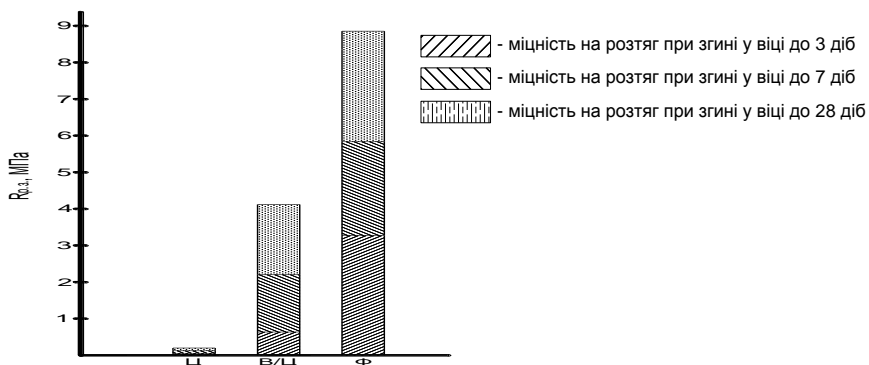


Рис. 1. Діаграма впливу витрат цементу, фібри та В/Ц на міцність фібробетону на розтяг при згині у віці 3,7 та 28 діб.

Ц – витрата цементу, кг/м^3 ; Ф – витрата фібри, кг/м^3 ; В/Ц – водоцементне відношення

Як слідує із даних табл.3 застосування бетонної суміші з ОК=7 см, ущільненої при дії магнітного поля, дало незначний ефект підвищення міцності бетону на розтяг при згині, що можна пояснити недостатньо вираженим ефектом орієнтування фібри в

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

малорухомих бетонних сумішах. Підвищення рухомості суміші з 7 до 21 см дало можливість при армуванні фіброю під дією магнітного поля суттєво покращити ефект орієнтування і збільшити міцність на розтяг при згині в 1,6 рази у віці 7 діб та в 1,5 рази у віці 28 діб.

Для визначення оптимальних параметрів складу фібробетонної суміші, що забезпечують необхідні задані міцнісні показники фібробетону, був реалізований тривірневий трифакторний близький до D – оптимального план [6].

Таблиця 4

Математичні моделі міцнісних параметрів фібробетону*

Вихідний параметр		Математичні моделі
Витрата суперпластифікатора, % маси цементу		$y^{**}=0,16-0,74X_1-0,86X_2+0,2X_3+0,88X_1^2+0,18X_2^2+0,18X_3^2+0,63 X_1X_2-0,1X_1X_3-0,18X_2X_3 \quad (1)$
Міцність на стиск, МПа	7 діб	$y=44,4-6,7X_1-7,3X_2-2,3X_3+8,618X_1^2+0,37X_2^2-0,682X_3^2-4,850X_1X_2-1,40X_1X_3+0,575X_2X_3 \quad (2)$
	28 діб	$y=60,6+0,72X_1-16,5X_2+4,8X_3+11,748X_1^2+2,2X_2^2+0,4X_3^2-6,70X_1X_2+1,80X_1X_3+2,70X_2X_3 \quad (3)$
Міцність на розтяг при згині, МПа	7 діб	$y=4,81-0,25 X_1-0,86X_2+0,37X_3+0,36X_1^2-0,11X_2^2-0,2X_3^2-0,450X_1X_2-0,075X_1X_3-0,225X_2X_3 \quad (4)$
	28 діб	$y=7-0,38X_1-1,01X_2-0,28 X_3+0,69X_1^2-0,26X_2^2-0,7X_3^2-0,45X_1X_2+0,05X_1X_3+0,18X_2X_3 \quad (5)$

$$* - X_1 = \frac{Ц - 500}{50}, X_2 = \frac{B/Ц - 0,4}{0,05}, X_3 = \frac{\Phi - 20}{40}.$$

** – витрата суперпластифікатора розрахована для отримання бетонної суміші з рухомістю 16 - 18 см

Аналіз моделей дає можливість кількісно оцінити вплив досліджених факторів на міцність фібробетону. З цього аналізу (рис. 1) випливає, що найбільший вплив на цей параметр чинить в дослідженому діапазоні вміст фібри та В/Ц, при чому визначальним параметром, що впливає на міцність на розтяг при згині є витрата фібри.

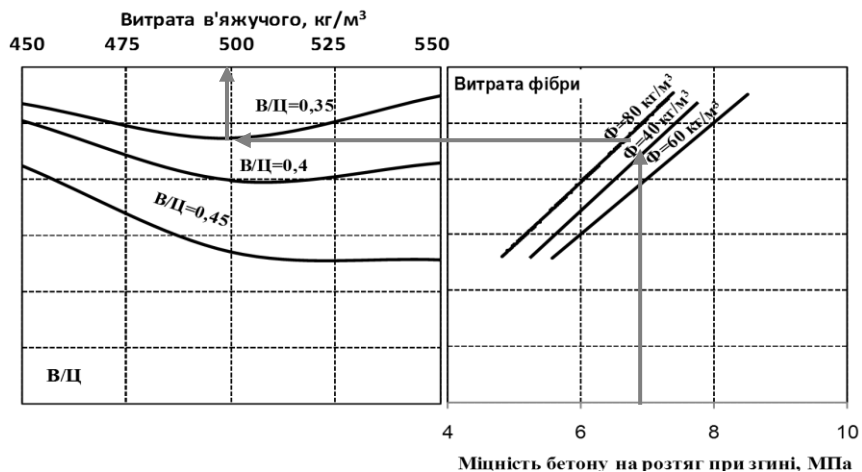


Рис. 2. Номограма міцності сталевібробетону на розтяг при згині у віці 28 діб

На основі отриманої експериментально-статистичної моделі 5 (табл. 4) побудовано номограму міцності сталевібробетону. Дана номограма в сукупності з комплексом отриманих моделей (табл. 4), може бути використана для проектування складів фібробетонів з комплексом заданих властивостей.

Залежно від конкретних умов визначальними параметрами складу сталевібробетону можуть бути або водоцементне відношення або витрати фібри. При проектуванні складів за табл. 5 визначаємо бажаний діапазон в якому може знаходитись склад фібробетону із заданими значеннями міцності на стиск і розтяг при згині. Приймавши певні витрати фібри або значення водоцементного відношення по номограмі наведеній на рис. 6 можна визначити основні параметри складу бетонної суміші, які будуть забезпечувати задану міцність бетону на розтяг при згині.

З рівняння 3 (табл. 4), уточнюється забезпеченість необхідної міцності бетону при стиску у віці 28 діб.

За відомою методикою [1] розраховується склад бетонної суміші.

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

Таблиця 5 – Орієнтовні значення міцнісних характеристик
сталефібробетону у віці 28 діб

Витрата фібри, кг/м ³	В/Ц	$f_{c, tm}$, МПа	$f_{c, cube}$, МПа
20...40	0,35...0,4	6,02...7,51	65,8...72,2
	0,4...0,45	5,13...6,02	44,6...65,8
40...60	0,35...0,4	7...7,75	60,6...79,3
	0,4...0,45	5,3...7	46,3...60,6
60...80	0,35...0,4	7...7,75	65,8...83,9
	0,4...0,45	5,3...7	48,8...65,8

Приклад 1. Розрахувати склад високоміцного сталефібробетону з 28-добовою міцністю на стиск 75 МПа та міцністю на розтяг при згині 7 МПа. Насипна густина щебеню $\rho_{нщ}=1,65$ г/см³, істинна густина щебеню $\rho_{щ}=2,85$ г/см³, істинна густина піску $\rho_{п}=2,65$ г/см³ [3].

1. За табл. 5 визначаємо діапазон В/Ц та витрати фібри, в якому може знаходитись склад фібробетону із заданими значеннями міцності на стиск і розтяг при згині. В даному випадку – це витрати сталеної фібри 40...60 кг/м³ та водоцементне відношення 0,35...0,4.

2. За номограмою, наведеною на рис. 2., задавшись з позицій економії мінімальною витратою фібри 40 кг/м³, визначаємо необхідну витрату цементу і водоцементне відношення, які б забезпечували виконання поставленої вимоги що до міцності фібробетону на розтяг при згині.

3. Переводимо отримані значення ($\rho_{ц}=500$ кг/м³, В/Ц=0,35, $\Phi=40$ кг/м³) в кодований вигляд:

$$X_1 = \frac{Ц - 500}{50} = \frac{500 - 500}{50} = 0;$$

$$X_2 = \frac{В/Ц - 0,4}{0,05} = \frac{0,35 - 0,4}{0,05} = -1; X_3 = \frac{\Phi - 20}{40} = \frac{60 - 20}{40} = -1$$

4. Підставляємо отримані значення в рівняння 3 (табл. 4) та перевіряємо чи забезпечується необхідна міцність бетону при стиску у віці 28 діб 75 МПа.

$f_{c,cube}=60,6+0,72\cdot 0-16,5\cdot (-1)+4,8\cdot (-1)+11,748\cdot (0)^2+2,2\cdot (-1)^2+0,4\cdot (-1)^2-6,70\cdot 0\cdot (-1)+1,80\cdot 0\cdot (-1)+2,70\cdot (-1)\cdot (-1)=77,6$ МПа. Умова виконується: $77,6\geq 75$ МПа.

5. Розраховуємо, при заданому водоцементному відношенні і витраті цементу, витрати води:

$$V=Ц\cdot V/Ц=500\cdot 0,35=175 \text{ л/м}^3$$

6. Підставляємо переведені в кодований вигляд значення витрати цементу ($X_1=0$), фібри ($X_3=-1$) та водоцементного відношення ($X_2=-1$) в рівняння 1 (табл. 4), і визначаємо витрату суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux 2651f яка забезпечить необхідну рухомість бетонної суміші 16-18 см.

$СП=0,16-0,74\cdot 0-0,86\cdot (-1)+0,2\cdot (-1)+0,88\cdot 0+0,18\cdot (-1)^2+0,18\cdot (-1)^2+0,63\cdot 0\cdot (-1)-0,1\cdot 0\cdot (-1)-0,18\cdot (-1)\cdot (-1)=1\%$ від маси цементу.

7. При знайдених значеннях витрати цементу та води, за відомими методиками [1] визначаємо витрати заповнювачів, приймаючи коефіцієнт розсуву зерен $\alpha=1,5$ і пустотність щебеню $V_n^m=0,42$.

$$Щ = \frac{1000}{\alpha \frac{V_n^m}{\rho_{щ}} + \frac{1}{\rho_{щ}}} = \frac{1000}{1,5 \frac{0,42}{1,65} + \frac{1}{2,85}} = 1370 \text{ кг/м}^3$$

$$П = (1000 - (\frac{Ц}{\rho_{ц}} + V + \frac{Щ}{\rho_{щ}}))\rho_n =$$

$$(1000 - (\frac{500}{3,1} + 175 + \frac{1370}{2,85})) \cdot 2,65 = 389 \text{ кг/м}^3$$

Отриманий за розрахунками бетон має наступний склад: цемент – 500 кг/м^3 , вода – 175 л/м^3 , щебінь – 1370 кг/м^3 , пісок – 389 кг/м^3 . Витрата суперпластифікатора Melflux 2651f складає 1 % від маси цементу, витрата сталльної фібри 40 кг/м^3 . Розрахований склад фібробетону перевіряємо експериментально.

Метою роботи на другому етапі досліджень було встановлення можливості зниження матеріальних та енергетичних витрат на виробництво фібробетону шляхом використання

*Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення*

низькоенергоємних в'язучих, а саме малоклінкерного шлакопортландцементу (МШПЦ) та базальтової фібри.

В ДСТУ Б В.2.7-46: 2010 гармонізованому з європейським стандартом на цемент EN 197-1 поряд з двома відомими групами шлакопортландцементу ШПЦ III/A та ШПЦ III/B, з вмістом клінкеру відповідно 35-64 % та 20-34 %, передбачено шлакопортландцемент ШПЦ III/B, вміст клінкеру в якому складає 5-19 % [10].

Низький вміст клінкеру в МШПЦ обумовлює низькі значення рН бетонних сумішей (рН=9...10), тому бетони на такому цементі не забезпечують пасивацію сталі, що призводить до корозії і поступового руйнування сталюї фібри. Застосування такого цементу в бетонах дисперсно-армованих сталюю фіброю не доцільно, разом з тим можливе застосування дисперсної арматури на основі неметалічних видів фібри – базальтових, скляних та поліпропіленових волокон. При цьому низький рівень рН бетонів буде позитивно впливати на довговічність виробів внаслідок зменшення корозійного впливу на неметалеву фібру.

В якості сировинних матеріалів, для проведення експериментальних досліджень було використано базальтові волокна довжиною 12 мм. В якості в'язучого використовувався малоклінкерний шлакопортландцемент наступного складу: клінкер - 12 %, доменний гранульований шлак - 88 %, фосфогіпс дигідрат - 7,5 % (в перерахунку на SO₃ - 4,5 %). Активність в'язучого з питомою з поверхнею 450 м²/кг складала 43 МПа. В якості пластифікуючої добавки було використано добавку суперпластифікатор СП-1 (С-3) підприємства "Поліпласт".

Після проведення обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі водопотреби бетонної суміші та міцності на стиск і розтяг при згині стандартних бетонних кубів на основі досліджуваних в'язучих у вигляді поліноміальних рівнянь регресії. Результати обробки та статистичного аналізу експериментальних даних наведені в табл. 6.

Аналіз отриманих експериментально-статистичних моделей дозволив визначити оптимальні рівні варійованих факторів при яких забезпечуються найкращі показники міцності бетону на стиск та розтяг при згині. Для фібробетону на базальтовому волокні вони складають: X₁=0,84 (Ц=484 кг/м³), X₂=0,91 (С-3=0,57 %), X₃=0,53 (Ф=0,77 кг/м³), X₄=-0,83 (ОК=1...2 см),при цьому забезпечується

міцність на стиск до 40 МПа та міцність на розтяг при згині до 7 МПа.

Збільшення вмісту базальтової фібри, як і у випадку із сталевібробетоном, є найбільш суттєвим фактором, що впливає на міцність бетону на розтяг при згині. Внаслідок дисперсного армування цементної матриці бетону волокнами базальтового волокна міцність бетону на розтяг при згині збільшується майже вдвічі у порівнянні з неармованими зразками.

Таблиця 6

Експериментально-статистичні моделі водопотреби та міцності фібробетону на малоклінкерному шлакопортландцементі *

Вихідний параметр	Математичні моделі
Водопотреба бетону, л/м ³	$V=187,4+1,2X_1-13X_2+0,84X_3+29,1X_4+8,8X_1^2-2,2X_2^2-9,2X_3^2-4,2X_4^2-0,4X_2X_4; (6)$
Міцність на стиск у віці 7 діб, МПа	$R_{ct,7} = 20+3,1X_1+5,1X_2+0,3X_3-5,4X_4-6,4X_1^2-6,3X_2^2-10,8X_3^2+19,7X_4^2+1,9X_1X_2-0,8X_1X_3-2,4X_1X_4-X_2X_3-2,2X_2X_4+0,8 X_2X_4 (7)$
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	$R_{ct,28} = 24,7+9,9X_1+4X_2+0,54X_3-2,6X_4-4,5X_1^2-1,6X_2^2-8,8X_3^2+16,8X_4^2+2,6X_1X_2+0,06X_1X_3-2,6X_1X_4+0,3X_2X_3-0,5X_2X_4-0,15X_3X_4 (8)$
Міцність на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа	$R_{p,3,28} = 3,01+1,21X_1+0,5X_2+0,63X_3-0,66X_4-0,098X_1^2-0,011X_2^2-0,0262X_3^2-0,13X_4^2+0,34X_1X_2+0,41X_1X_3-0,292X_1X_4+0,32X_2X_3-0,068X_2X_4-0,134X_3X_4 (9)$

$$* X_1 = \frac{C - 400}{100}; X_2 = \frac{СП - 0,3}{0,3}; X_3 = \frac{\Phi - 0,5}{0,5}; X_4 = \frac{OK - 6}{6}.$$

На основі отриманої експериментально-статистичної моделі 9 (табл. 6) побудовано номограму міцності фібробетону виготовленого на МШПЦ (рис. 3). Вона, в сукупності з комплексом отриманих моделей (табл. 6), може бути використана також для проектування складів базальтофібробетонів з

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

комплексом заданих властивостей при застосуванні малоклінкерного шлакопортландцементу і базальтової фібри.

Приклад 2. Розрахувати склад базальтофібробетону виготовленого на МШПЦ з 28-добовою міцністю на стиск 25 МПа та міцністю на розтяг при згині 5,5 МПа. Рухомість бетонної суміші за осадкою конуса 2...4 см. В якості пластифікуючої добавки використовується суперпластифікатор С-3. Насипна густина щебеню $\rho_{\text{щ}}=1,65 \text{ г/см}^3$, істинна густина щебеню $\rho_{\text{щ}}=2,85 \text{ г/см}^3$, істинна густина піску $\rho_{\text{п}}=2,65 \text{ г/см}^3$.

1. За табл. 7 визначаємо діапазон рухомості та витрати базальтової фібри, в якому може знаходитись склад фібробетону із заданими значеннями міцності на стиск і розтяг при згині. В даному випадку це витрата базальтової фібри $0,5 \dots 1 \text{ кг/м}^3$ та рухомість 2...5 см.

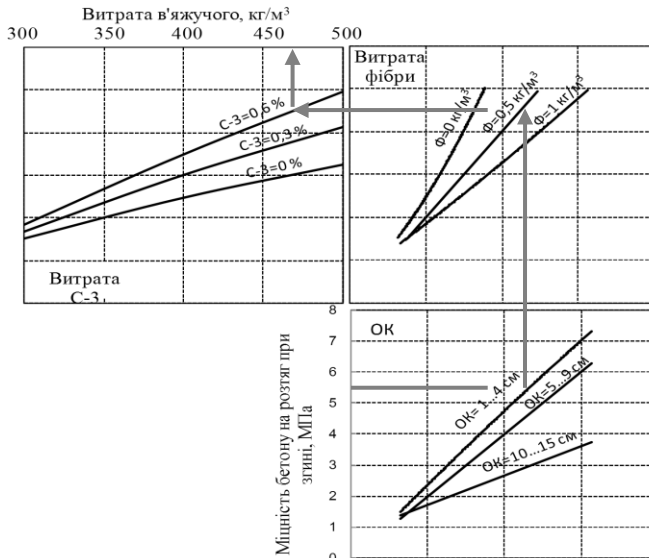


Рис. 3. Номограма міцності фібробетонів виготовлених на малоклінкерному шлакопортландцементі

2. За номограмою наведеною на рис. 3., задавшись з позицій економії мінімальною витратою фібри $0,5 \text{ кг/м}^3$, визначаємо необхідні витрати в'язучого і пластифікуючої добавки, які б

забезпечували виконання поставленої вимоги що до міцності на розтяг при згині не менше 5,5 МПа.

3. Переводимо отримані значення ($\Pi=470 \text{ кг/м}^3$, $\Phi=0,5 \text{ кг/м}^3$, $C=3=0,6 \%$, $OK=2 \text{ см}$) в кодований вигляд:

$$X_1 = \frac{\Pi - 400}{100} = \frac{470 - 400}{100} = 0,7; \quad X_2 = \frac{C\Pi - 0,3}{0,3} = \frac{0,6 - 0,3}{0,3} = 1;$$

$$X_3 = \frac{\Phi - 0,5}{0,5} = \frac{0,5 - 0,5}{0,5} = 0; \quad X_4 = \frac{OK - 6}{6} = \frac{2 - 6}{6} = -0,67$$

4. Підставивши отримані результати в рівняння 8 (табл. 6), перевіряємо чи даний компонентний склад забезпечить необхідну міцність бетону на стиск у віці 28 діб ($f_{c, m} \geq 25 \text{ МПа}$).

$$f_{c, m} = 24,7 + 9,9 \cdot 0,7 + 4 \cdot 1 + 0,54 \cdot 0 - 2,6 \cdot (-0,67) - 4,5 \cdot 0,7^2 - 1,6 \cdot 1^2 - 8,8 \cdot 0^2 + 16,8 \cdot (-0,67)^2 + 2,6 \cdot 0,7 \cdot 1 + 0,06 \cdot 0,7 \cdot 0 - 2,6 \cdot 0,7 \cdot (-0,67) + 0,3 \cdot 1 \cdot 0 - 0,5 \cdot 1 \cdot (-0,67) - 0,15 \cdot 0 \cdot (-0,67) = 29,4 \text{ МПа}$$

$29,4 \geq 25$ – умова виконується.

Таблиця 7

Орієнтовні значення міцнісних характеристик базальтофібробетону у віці 28 діб

Витрата фібри, кг/м^3	Рухомість, см	$f_{c, m}$, МПа	$f_{c, cube}$, МПа
0...0,5	2...5	4,3...5,2	24,7...44,1
	6...10	2,5...3,8	22,1...24,7
0,5...1	2...5	5,8...7,3	16,4...36,0
	6...10	3,8...5,0	13,8...16,4

5. Підставляємо визначені по номограмі витрати матеріалів в рівняння 6 (табл. 6), і визначаємо витрату води яка забезпечить необхідну рухомість бетонної суміші та задані міцнісні характеристики бетону.

$$V = 187,4 + 1,2 \cdot 0,7 - 13 \cdot 1 + 0,84 \cdot 0 + 29,1 \cdot (-0,67) + 8,8 \cdot 0,7^2 - 2,2 \cdot 1^2 - 9,2 \cdot 0^2 - 4,2 \cdot (-0,67)^2 - 0,4 \cdot 1 \cdot (-0,67) = 156 \text{ л/м}^3$$

6. При відомих значеннях витрати цементу та води, за відомими методиками [1] визначаємо витрати заповнювачів: $\Pi=1042 \text{ кг/м}^3$, $\Phi=866 \text{ кг/м}^3$.

***Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення***

Витрата суперпластифікатора С-3 складає 0,6 % від маси цементу, витрата базальтової фібри 0,5 кг/м³.

Висновок. В результаті досліджень розроблено методики вибору оптимальних технологічних параметрів виробництва фібробетонів із застосуванням базальтової та сталльної фібри. Також запропоновані методики проектування складів сталевих та базальтофібробетонів із застосуванням експериментально-статистичних моделей.

1. Дворкін Л.Й. Основи бетонознавства: монографія/ Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін. – Київ: «Основа», 2007. – 616 с.
2. Пухаренко Ю. В. Принцип формирования структуры и прогнозирование прочности фибробетонов / Пухаренко Ю. В. – Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2004, №10. –С. 47–50.
3. Рабинович Ф.Н. Применение сталефибробетона в конструкциях инженерных сооружений / Рабинович Ф.Н., Курбатов Л.Г. – Бетон и железобетон, 1984, № 12. – С. 22 – 25.
4. Волков И.В. Фибробетон – состояние и перспективы применения в строительных конструкциях /Волков И.В. – Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2004, № 5. – С. 5–7.
5. Антропова В.А. Свойства модифицированного сталефибробетона/ Антропова В.А., Дробышевский В.А. – Бетон и железобетон, 2002, № 3. – С. 3 – 5.
6. Дворкін Л.Й. Розв'язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експериментів: навч. посіб./ Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін, В.В. Житковський. – Рівне: НУВГП, 2011. – 174 с.
7. Матус Є.П. Вплив магнітного поля на структуру і властивості цементно - піщаного сталефібробетону: автореферат дис. на здобуття наукового ступеня канд. тех. наук: спец. 05.23.05 /Є.П. Матус. Новомосковський архітектурно-будівельний університет. — Новосибірськ, 2000. – 20 с.
8. Патент Росії № 99113551/03(013855) від 21.06.1999 В28В 1/52.
9. Клюев С.В. Високоміцний фібробетон для промислового та цивільного будівництва / Клюев С.В. – Журнал цивільного будівництва, 2012, №8 – с.61-66.
10. Рунова Р.Ф. В'язучі речовини: підручник / Рунова Р.Ф., Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Носовський Ю.Л. - К.: Основа, 2012.

УДК 620.9.008

**ВЛИЯНИЕ ДОБАВКИ «УКД-1», СОДЕРЖАЩЕЙ
УГЛЕРОДНЫЙ НАНОМАТЕРИАЛ, НА ФИЗИЧЕСКИЕ И
МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЦЕМЕНТА**

**INFLUENCE OF THE CARBON NANOMATERIAL
CONTAINING ADDITION ADDITION "UKD-1" ON PHYSICAL
AND MECHANICAL PROPERTIES OF CEMENT**

Марко О.Ю., магистр техн. наук, ассистент, Корбут Е.Е., канд. техн. наук, доцент, («Белорусско-Российский университет», г. Могилев)

Marko Olga, Master in Engineering, assistant, Korbut E.E., Ph.D., senior lecturer (Belarusian-Russian University, Mogilev)

В материале статьи изложены результаты исследований влияния отечественной комплексной химической добавки, содержащей структурированный углеродный наноматериал и характеризующейся совмещенным (ускоряющим твердение и пластифицирующим) эффектом, на свойства цемента.

The results of researches of influence of complex chemical addition «UKD-1», that contains a traditional hardening accelerator and one more component that increases the concrete strength (in the form of domestic structured carbon nanomaterial) in the rational combination with a plasticizing component. This technology contributes to the temperature decrease and to the time reduction of the energy supply (heat) for the cement (the concrete) heating, at the same time it provides a high growth rate of the cement (the concrete) strength and its level in the project (28 days) and later. Using standard and original techniques it was demonstrated experimentally that efficiency of the examined addition (strength growth on compression on the 28th day on (15-40) %) is obvious.

Ключевые слова: комплексная химическая добавка, сульфат натрия, углеродный наноматериал, цемент, бетон, ускорение твердения.

Keywords: complex chemical additive, sodium sulfate, carbon

*Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення*

nanomaterial, cement, concrete, hardening acceleration.

Развитие в последние годы технологии получения ультрадисперсных наноматериалов и, в частности, углеродных наноматериалов (УНМ) в Беларуси [1-3], понижение стоимости их производства поставило на повестку дня необходимость перехода от изучения их свойств к практическому применению [4-10]. Особенностью влияния УНМ на «цементные системы» является их эффективность при малых дозировках, соответствующих 0,0005...0,05 % от массы цемента. Решая проблему введения в бетон малых количеств твердофазного порошкообразного вещества установили, что одним из наиболее рациональных вариантов является предварительное совмещение их с иными твердофазными химически активными веществами – добавками в бетон, поверхность частиц которых «заряжена» отрицательно и способна адсорбционно удерживать вещество УНМ. В таком случае, при контакте с водой обеспечивается равномерное распределение его в объеме жидкости и приготавливаемого бетона. Введенное таким образом в бетон вещество УНМ будет дополнять эффективность добавки собственно проявляемым эффектом роста прочности цементного камня и бетона [6, 8-10]. В итоге была разработана, прошла установленную процедуру утверждения и в Беларуси освоен выпуск добавки для цементных бетонов и растворов с комплексным пластифицирующим и ускоряющим твердение эффектом – «УКД-1», содержащей в своем составе отечественный структурированный углеродный наноматериал. Следует отметить, что несмотря на значительную насыщенность современного рынка Беларуси химическими добавками для бетона, их совершенствование с позиций снижения трудовых, энергетических затрат в строительной отрасли и повышения качественных характеристик бетона, представляет собой актуальную и не теряющую со временем практической значимости задачу. Этой цели соответствует исследуемая добавка и проявляемая ей эффективность при твердении цемента, отраженная в материале настоящей статьи. С учетом того, что добавка «УКД-1» - это трехкомпонентное вещество, в исследованиях ставилась задача как оценки роли отдельных составляющих, так и влияния рационального сочетания их на свойства вяжущего, включая

структурно-морфологические изменения в продуктах гидратации портландцемента.

Влияние добавки на схватывание цемента.

Схватывание затворенного водой цемента (цементного теста) отражает процесс связывания жидкости частицами твердой фазы. В начальный период взаимодействия ее распределение в системе сольватных оболочек частиц (флоккул) цемента неравномерно и миграция воды связана с проявлением электростатических сил поверхности вяжущего. Со временем в системе «цемент-вода» развивается процесс гидролиза-гидратации, который сопровождается «выходом» в объем жидкой фазы элементарных частиц вяжущего. Они, в свою очередь, адсорбируют некоторое количество молекул воды, образуя собственную оболочку из ее тончайших слоев.

Углубление процесса гидратации вяжущего сопровождается постепенным связыванием воды твердой фазой как физически (адсорбция поверхностью) так и химическим путем (образование новых фаз – этtringита, гидроокиси кальция, гидроалюминатов кальция). С течением времени вся жидкость переходит из свободного в связанное состояние и взаимное расположение частиц твердой фазы (включая непрореагировавшие к этому времени «ядра» взаимодействующих с водой частиц цемента) фиксируется за счет появления в зонах «контакта» сольватных оболочек связей между накопившимися в жидкости элементарными частицами новых фаз (новообразованиями). Эти силы незначительны, но достаточны для того, чтобы цементное тесто утратило способность к пластическим деформациям, т.е. – схватилось, а его структура приобрела способность удерживать приданную форму.

Дальнейшее развитие процесса гидратации вяжущего сопровождается резким ускорением образования новых фаз, роста плотности их взаимной «упаковки» и прочности цементного камня. То есть явление схватывания – процесс формирования и становления коагуляционной структуры цементного теста, переходит в процесс твердения, который характеризуется постепенным образованием структуры кристаллогидратных новообразований из гидросиликатов, алюминатов и ферритов клинкерных минералов портландцемента [10, 11]. Следовало установить степень влияния на эти процессы

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

добавки «УКД-1», включающей ускоряющий твердение цементного бетона и пластифицирующий компоненты в сочетании с ультрадисперсным твердофазным углеродным наноматериалом, т.к. для практической работы с бетоном необходимо знать период времени предшествующий схватыванию (когда бетонная смесь на портландцементе достаточно устойчиво сохраняет формовочные свойства) и называемый – индукционным.

Особенность комплексной добавки заключается в том, что ускоряющий твердение бетона компонент является «истинным» электролитом. Его ионы активно влияют на развитие (ускорение) процесса гидролиза клинкерных минералов, способствуют дезагрегации цементных флоккул, интенсифицируют процесс образования новых фаз [12, 14]. В результате сокращается продолжительность индукционного периода, ускоряется схватывание и потеря формовочных свойств бетонной смеси. Пластифицирующий компонент содержит в своем составе поверхностно-активные вещества, адсорбция молекул которых поверхностью вяжущего (при оптимальных дозировках – у ее «активных центров»), наоборот, приводит к торможению гидратационного процесса и увеличению сроков схватывания цементного теста и бетона. Влияние УНМ на сроки схватывания цемента согласно источнику [8] проявляется в незначительном (2...6 %) их сокращении.

Прочность и структурно-морфологические изменения в цементном камне.

Исследования возможных структурно-морфологических изменений в продуктах гидратации цемента под влиянием вещества добавки «УКД-1» выполнили на пробах (12 шт.) цементного камня, полученных измельчением его до порошкообразного состояния после испытаний образцов (20х20х20 мм) на прочность (сжатие).

В таблице 1 приведены данные (дозировка добавок – в % от массы цемента (МЦ)) этих испытаний (каждое значение – среднее не менее 6-ти образцов), из которых очевидна эффективность (рост прочности на сжатие в 28 сут. на (15...40) %) исследуемой добавки. Одновременно подтверждается взаимосвязь и взаимозависимость становления коагуляционной структуры цементного теста

(схватывание) с формированием и упрочнением кристаллогидратной структуры (твердение) цементного камня.

Таблица 1

Относительная прочность (%) образцов цементного камня

№ сос- тава	Расходы, г (% от МЦ)				K _{нг}	ΔВ, г	Условия твердения		Прочность в % от R _u 28 в возрасте, сут:			
	В	Ц	СН	СП			НВУ	в воде	1	3	7	28
1	102	400	-	-	0,255	-	+	-	50	81	92	100
2	102	400	1,0%	-	0,255	-	+	-	67	92	102	110
3	102	400	0,5%	-	0,255	-	+	-	66	90	97	107
4	80	400	-	0,5%	0,2	22	+	-	30	73	94	102
5	90	400	0,5%	0,5%	0,225	12	+	-	58	86	101	105
6*	102	400	-	-	0,255	-	+	-	52	87	93	101
7*	102	400	1,0%	-	0,255	-	+	-	67	89	99	104
8*	102	400	0,5%	-	0,255	-	+	-	66	86	99	103
9*	80	400	-	0,5%	0,2	22	+	-	35	78	94	101
10*	90	400	0,5%	0,5%	0,225	12	+	-	59	89	101	105
11*	102	400	-	-	0,255	-	-	+	57	88	94	103
12*	102	400	1,0%	-	0,255	-	-	+	68	89	101	109
13*	102	400	0,5%	-	0,255	-	-	+	67	88	100	105
14*	80	400	-	0,5%	0,2	22	-	+	37	80	95	107
15*	90	400	0,5%	0,5%	0,225	12	-	+	60	89	101	107
16	90	400	1%УКД-1		0,225	12	-	+	14	89	113	120
17	90	400	1%УКД-1		0,225	12	-	+	27	108	127	145

Примечания: *с нагревом за 1,5 часа до температуры 50°C и остыванием в бачке (~22 ч); № 16 – после хранения «УКД-1» в течение года в помещении, № 17 – 45...60 сут. после изготовления

Так, замедление схватывания цементного теста добавкой «СП» сопровождается снижением темпа роста прочности цементного камня, даже не смотря на уменьшение водоцементного отношения (количества воды затворения). С учетом повышения при этом плотности и непроницаемости цементного камня (основы долговечности бетона) очевидно, что наибольший совокупный эффект следует ожидать от комплексной добавки, в частности, такой как «УКД-1». Очевидно, что кратковременный разогрев цементного камня

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

до температуры менее 50°C не оказывает существенного влияния на прочность в проектном (28 суток) возраста, одновременно повышая её в первые трое суток последующего твердения в нормально-влажных условиях (НВУ) и в воде. Это существенно, т.к. одним из условий эффективности малоэнергоёмкой технологии монолитного бетона является повышение темпа роста его прочности в начальный период для ускорения оборота опалубки и повышения темпов строительства при обеспечении требуемой проектной прочности бетона возводимых (устраиваемых) конструкций.

Рентгенофазовый анализ.

Результаты исследований проб затвердевшего цементного камня, полученного без введения добавок, содержащего ускоритель твердения (СН), комплексную добавку (СН+СП) и «УКД-1» (СН+СП+УНМ) свидетельствуют о том, что все пробы цементов имеют идентичный «фазовый» минералогический состав.

Запись дифрактограмм проводилась на рентгеновском дифрактометре ДРОН-7 при $\text{Cu } \alpha$ -излучении, напряжение на трубке 30 кV, ток 15мА. На основании анализа полученных данных можно сделать следующие выводы.

В рентгеновских спектрах всех проб присутствуют дифракционные отражения исходных клинкерных минералов: алита (C_3S); белита ($\beta\text{-C}_2\text{S}$); трехкальциевого алюмината (C_3A); и четырехкальциевого алюмоферрита (C_4AF). Причем интенсивность этих отражений уменьшается в пробах с добавками, что связано с их влиянием (углублением) гидролизно-гидратационных процессов в твердеющем цементном камне. При этом во всех составах наименьшее количество клинкерных минералов наблюдается при твердении образцов в воде (пробы №№ 11, 13, 15-17).

Кроме исходных минералов во всех пробах содержится портландит (Ca(OH)_2) и эттрингит ($\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$). Максимальное количество портландита (как отражение углубления гидратами C_3S и C_2S содержится в пробах №№ 11, 13, 15, которые твердели в воде («выдержка при $t = 50^{\circ}\text{C} - 1,5$ часа, затем твердение в воде»). Минимальное количество портландита содержится в пробах №№ 6, 8, 10 с режимом твердения: «выдержка при $t = 50^{\circ}\text{C} - 1,5$ часа, затем воздушно-сухие условия», отражая ухудшение условий гидратами цемента. Максимальное количество эттрингита ($\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) и тоберморитового геля (С-S-H(II), ксоротлента ($\text{C}_2\text{S}_5\text{H}$) и риверсайдита ($\text{C}_2\text{S}_5\text{H}_3$), гиллебрандита

(C_2S_3H) и гидрولита ($C_2S_3H_2$), т.е. соединений – продуктов реакций клинкерных минералов с водой содержится в пробах № 16 и № 17 (содержащих добавку «УКД-1»).

Обобщение результатов рентгено-фазового анализа проб в сочетании с данными дериватографического анализа (разложением проб цементного камня при нагреве от 20 до 1000 °С), результаты которого для цементного камня, содержащего углеродный наноматериал, приведены в источниках [4, 6, 8], показывает следующее.

Во-первых, отсутствие химического взаимодействия углеродного наноматериала с продуктами гидролиза и гидратации клинкерных минералов, что подтверждается идентичностью фазового состава проб «чистого» цемента и содержащего добавку «УКД-1», а также выводами, сделанными в источниках [4, 6, 8] на основании дериватографии и рентгенофазового анализа проб цементного камня содержащего УНМ и без него. Во-вторых, наличие в комплексной добавке ускорителя твердения Na_2SO_4 способствует росту количества образующегося в цементном камне этрингита ($C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$), гидрокристаллы которого в ~ 2,86 раза больше по объему, чем исходные составляющие его вещества и способствуют уплотнению структуры на ранней стадии твердения цементного камня. И в третьих, снижение содержания (отражений) клинкерных минералов в пробах, содержащих добавку УКД-1 по сравнению с пробами без добавки и с монодобавками СП и СН, свидетельствует о более глубоком развитии процессов гидролиза-гидратации цемента в присутствии добавки «УКД-1». Результатом является рост плотности и прочности цементного камня, а на этой основе (следует ожидать) и цементного бетона.

Вывод.

С учетом изложенного следует считать обоснованным вывод, сформулированный в источниках [4, 6, 8], о физической основе эффекта роста прочности цементного камня при введении в его состав ультрадисперсного УНМ. Обладая значительным потенциалом поверхности, частицы УНМ служат своеобразной «подложкой» (центрами кристаллизации) для ускоренного формирования кристаллогидратных новообразований в твердеющем цементном камне. А трубчатые УНМ, характеризующиеся размерами поперечных сечений меньше размеров пор новообразований (пор геля) и длиной, превышающей размеры образующихся гидрокристаллов, обеспечивают

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

специфическое «наноармирование» формирующейся из них структуры цементного камня. Сочетание этих эффектов способствует повышению темпа роста и уровня прочности цементного камня и цементного бетона [9].

1. Zhdanok S.A. et al. Fifth ISTC Scientific Advisory Committee Seminar «Nanotechnologies in the area of physics, chemistry and biotechnology». St Petersburg, Russia, 27 – 29 May, 2002.

2. Жданок С.А., Крауклис А.В., Самцов П.П., Волжанкин В.М. Установка для получения углеродных наноматериалов. Пат. 2839.

3. Жданок С.А. и др. Плазмохимический реактор конверсии углеводородов в электрическом разряде. Пат. 3125.

4. Жданок С.А., Хрусталеv Б.М., Батяновский Э.И., Леонович С.Н. Нанотехнологии в строительном материаловедении: реальность и перспективы. Журнал «Вестник БНТУ» № 3, 2009. – С. 5-22.

5. Батяновский Э.И., Рябчиков П.В. Направления исследований эффективности графитных наноматериалов в тяжелом бетоне. Перспективы развития новых технологий в стр-тве и подготовке инж. кадров Республики Беларусь. Сборник трудов XV Межд. науч.-метод. семинара. Новополоцк ПГУ 27-28 ноября 2008. Том 2.

6. Батяновский Э.И., Рябчиков П.В., Якимович В.Д. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента. XVI Межд. науч.-метод. Семинара/ Под общ. Ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – ч. 2. – С. 136.

7. Батяновский Э.И., Рябчиков П.В., Якимович В.Д. Нанотехнология и углеродные наноматериалы в строительном материаловедении. Журнал «Строительная наука и техника», № 3, 2009. – С. 22-29.

8. Батяновский Э.И., Крауклис А.В., Самцов Петр П., Рябчиков П.В., Самцов Павел П. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента и цементного камня. Научно-технический журнал «Строительная наука и техника». - №1-2(28-29). – 2010. – С.3-10.

9. Батяновский Э.И., Якимович В.Д., Рябчиков П.В. Особенности технологии высокопрочного бетона на отечественных материалах, включая наноуглеродные добавки. Сборник материалов III международного симпозиума «Проблемы современного бетона и железобетона». – Минск, РУП «БелНИИС». – 2011-С.53-68.(Т.2).

10. Ахвердов И.Н. Высокопрочный бетон. – М.: Госстройиздат, 1961. – 106 с.

11. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – М.: 1981. – 464 с.

12. Ратников В.Б., Розенберг Т.И. Добавки в бетон. – М.: Стройиздат, 1989. – 186 с.

13. Тейлор К. Химия цемента. – Перевод с английского. – М.: МИР, 1986. – С. 418-429.

УДК 624.012.25

**НЕМЕТАЛЕВА КОМПОЗИТНА СКЛОПЛАСТИКОВА
АРМАТУРА ЯК БУДІВЕЛЬНИЙ МАТЕРІАЛ МАЙБУТНЬОГО**

**NONMETALLIC COMPOSITE FIBERGLASS FITTINGS AS A
BUILDING MATERIAL OF THE FUTURE**

**Олех В.В., аспірант (Луцький національний технічний
університет)**

Olech V.V., graduate student (Lutsk National Technical University)

На будівельному ринку з'являється гідна альтернатива металевій арматурі – композитна склопластиковою арматура, яка виготовляється із скляних волокон. Склопластиковою арматура є інноваційним матеріалом для будівництва об'єктів в агресивних середовищах, де металева арматура в таких умовах використовуватись не могла.

In the construction market appears worthy alternative metal fittings-Composite fiberglass reinforcement, which is made of glass fiber. The new material has several advantages: low weight; high tear resistance; resistance to chemicals and corrosive substances; low thermal conductivity performance; had expands when heated and has dielectric properties. With the same diameter metal composite fittings is second fixture in tensile strength, therefore, possible to use composite rebar smaller diameter. Fiberglass reinforcement is an innovative material for the construction of a corrosive environments where metal valves used in such circumstances could not.

Ключові слова: неметалева композитна склопластиковою арматура.

Keywords: Nonmetallic composite fiberglass fittings.

ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 – "Настанова з проектування та виготовлення бетонних виробів і конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальтового і склоровінгів" Вісім колишніх союзних республік домовились, що вимоги до

*Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення*

якості арматури і можливості її застосування для висотного будівництва тепер будуть єдиними для всіх цих країн.

Ще в 60-ті роки минулого сторіччя виникло питання -- чи можна замінити металеву арматуру на полімерну. Це було пов'язано з тим, що деякі об'єкти будівництва призначалися для роботи в агресивних середовищах. Металева арматура в таких умовах використовуватися не могла, тому що вона схильна до корозії, плюс є провідником електричної енергії.

З'явилися розробки високоміцної неметалевої арматури на основі безперервного лугостійкого скляного волокна діаметром 10-15 мікрон, пучок цих волокон об'єднувався в монолітний стрижень за допомогою синтетичних смол (епоксидної, епоксифенольної, поліефірної та ін.) Така арматура була використана в конструкціях хімічних складів, в ряді покриттів на жорсткій основі (дороги), у ваннах з полімер бетону в цехах електролізу на підприємствах кольорової металургії. Але на масове виробництво такої арматури так і не вийшли.

До нашого часу питання про неметалеву арматуру не залишалося без уваги. Вчені США, Японії, Італії, Норвегії, Росії проводили дослідження, створювали зразки, випробували, покращували характеристики. [1].

Так у чому ж переваги композитної арматури над металевою? Насамперед, поліпшеними фізико-хімічними властивостями. Вона легша, не гниє, особливо стійка до негативних впливів агресивних середовищ, практично не проводить тепло, не здатна накопичувати статичну електрику, працювати з нею можна в різних температурних діапазонах. Основну область застосування склопластикової арматури визначити дуже складно, так як ця арматура використовується в багатьох напрямках будівельних робіт: у промисловому і цивільному будівництві, при будівництві доріг і мостів, у бетонних спорудах, які постійно піддаються впливу агресивних середовищ.

Під терміном «композитна арматура» (англ. fibre-reinforcedplasticrebar, FRPrebar) зазвичай розуміються неметалеві стрижні із скляних, базальтових, вуглецевих або арамідних волокон з виконаними на поверхні поперечними або спіральними ребрами, просочених термореактивною або термопластичним полімерним матеріалом.

Композитна арматура – це будівельна арматура на основі неметалевих волокон, пов'язаних композитним складом. Для виготовлення даної арматури зазвичай використовується скловолокно, базальтоволокно, угльоволокно і т.д. Композитна арматура на відміну від металу не піддається корозії, та являється екологічним та безпечним для життєдіяльності людини матеріалом .

Склопластикова арматура (АСП) – композитна арматура, що виготовляється зі скловолокна, що додає міцність, і терморективних смол, що виступають у якості сполучного [2] (рис.1).



Рис.1. Композитна склопластикова арматура

Більшість об'єктів житлового будівництва, а також різні інфраструктурні споруди зводяться із залізобетону. Враховуючи масштабність подібних проєктів, а також всі наростаючу необхідність їх будівництва, ключовим питанням є ціна. Вартість складається з трьох чинників: бетону, арматури і трудовитрат. Витрати праці можна значно знизити якщо перейти до монолітного будівництва. При цьому виготовлення бетону і всіх компонентів суміші здійснюється на заводі.

При монолітному будівництві міцність конструкції виходить значно вище, при тому, що витрата бетону та арматури залишається такою ж, або навіть менше.

Поява склопластикової арматури - один з ключових моментів в зниженні собівартості будівництва. Поки що різниця в ціні у сталевій і склопластикової арматури не дуже значна (близько до 10% в залежності від стану ринку).

Однак у майбутньому цю різницю можна збільшити. Виробництво сталевій арматури ведеться шляхом доменного процесу і наступної обробки сталі в електропечах і прокатки. Ці

Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології виготовлення

процеси добре налагоджені за більш ніж сто років і там важко оптимізувати.

Скловолокно отримують з кварцового піску шляхом продувки рідкої скляної маси, через спеціальне сито. При цьому одна піч виробляє сотні й тисячі кілометрів скляного волокна за зміну. Його змотують в мотки і везуть на завод з випуску арматури.

Міцність гнучкому і досить крихкому скляному волокну можна надати, тільки якщо його замурувати в жорсткому полімері. Для склопластикової арматури застосовується полімерний композит, складений з трьох основних видів полімерів. Його отримують в реакторах основного органічного синтезу з вуглеводневої сировини. Готовий полімер у вигляді пластівців завантажують у литевську машину.

У формах виливки спочатку розмотують скляне волокно. Для отримання кожного прутка використовується невеликий пучок скловолокна. Після укладання (процес виконується механізовано) проводиться заливка форми під тиском. Робоча температура - до 300 °С. Це дозволяє виконувати виливки в металевих формах. При цьому ресурс кожної форми - близько 1 мільйона виливок.

Готова склопластикові арматура має бежевий або зеленуватий колір і вигляд точно відповідний звичної сталевій арматури. Виробники подбали про те, щоб склопластикову арматуру було максимально просто застосовувати. Для цього були прийняті наступні умови:

- Характеристики міцності повинні відповідати металевій арматури або навіть перевищувати її.
- Стійкість до згинання теж відповідає арматурі зі сталі.
- Фактура: кругла гладка або «ялинка» - теж за аналогією зі сталевією арматурією [3].

Переваги склопластикової арматури над металевією:

1. Склопластикові арматура не корозійна, вона стійка до агресивних середовищ.
2. В 5 разів легше сталевією арматури при тому ж діаметрі.
3. Висока стійкість до стресових навантажень;
4. Коефіцієнт теплового розширення (КТР) композитної арматури відповідає КТР бетону, що виключає пориви армування і утворення тріщин в захисному шарі бетону під впливом температурних циклів.

5. Композитна арматура має низьку теплопровідність і не має містка холоду.

6. Будучи діелектриком, склопластикова арматура радіопрозора та магнітоінертна.

7. Не втрачає міцність під впливом низьких температур. Діапазон температур експлуатації від -70°C до $+100^{\circ}\text{C}$.

Області застосування склопластикової арматури:

1. У фундаментах нижче нульової позначки залягання.

2. В якості гнучких зв'язків.

3. Для дорожнього будівництва: при посиленні дорожнього полотна, мостів, огорожень.

4. Для посилення таких виробів як: дорожні та тротуарні плитки, парканні плити, бордюрні камені, стовпчики і опори, залізничні шпали.

5. В конструкціях, що працюють в умовах прискореної корозії сталевих арматури і бетону, а також в конструкціях, що піддаються в процесі експлуатації дії загальної корозії і динамічним навантаженням.

6. В якості армування огорожувальних конструкцій (стіни).

Композитні матеріали в Україні займають 2% всієї продукції, тоді як у США - 22%, а в Китаї - 28%. При цьому за деякими параметрами вітчизняна продукція навіть перевершує зарубіжну. Введення ДСТУ дозволить поліпшити стан справ з поширенням на ринку України склопластикової арматури.

Новий матеріал уже склав конкуренцію металевій продукції і поступово витісняє її у всіх сферах використання. Цьому сприяють такі властивості неметалевої арматури, як:

Способи з'єднання композитної арматури

Серед перерахованих вище переваг композитної арматури, одним з пунктів зазначалося, що її застосування не передбачає зварювальні роботи. Прутки збирають каркас шляхом зв'язування між собою.

Пластикові стяжки застосовуються рідше, а от в'язальний дріт, будівельники цінують більше. Цей матеріал більш традиційний і поки новими віяннями. Його здійснюють такими способами:

- застосовуючи автоматичний пістолет;
- за допомогою в'язального гачка для будівництва (простої конфігурації);

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

- використовуючи гвинтовий (механізований) будівельний
в'язальний гачок.

Таблиця 1

Характеристики композитної арматури і порівняння з
металевою арматурою класу А-III

1	2	3
	Склопластикова арматура (АСП)	Металева арматура
Сировина	Ровінг скляний щільностійкою, смола епоксидна	Метал
Пружність	Максимально пружний	Пружно- пластичний
Міцність при розтягуванні в МПа	800-1300 МПа	390-490 МПа
Подовження в%	2,2%	25%
Пружність в МПа	55 000 МПа	210 000 МПа
Теплопровідність в Вт / (м0оС)	0,35 Вт/(м0оС)	46 Вт/(м0оС)
Щільність готової продукції в кг / м3	1900 кг/м3	7850 кг/м3
Лінійне розширення в ах-5 / С	9-12 ах-5/С 9-12	13-15 ах-5/С 13-15
Стойкість до агресивного середовища	Нержавіючий матеріал, кислотостійкий	Корозіє, низька стійкість
Теплопровідність	Нетеплопровідний	Теплопровідний
діелектричні властивості	Не проводить електрику	Електропровідна
Діаметр продукції в мм	4-20 мм	6-80 мм
Довжина продукції в м	В залежності з заявкою замовника	Стрижні 11,7 м
Термін експлуатації	Не менше 80 років	Згідно ГОСТу

Недоліки склопластикової арматури:

1. Модуль пружності композитної арматури в 3,5 рази нижче металевої. З цієї причини її можна застосовувати в фундаментах,

дорожніх плитах і т.д., але її застосування в перекриттях вимагає додаткових розрахунків.

2. Низька вогнестійкість матеріалу. При нагріванні до температури вище 200°C відбувається деструкція матеріалу, в результаті чого він втрачає свої фізико-механічні характеристики. Однак нагрів арматури до 200°C можливий, або при прямому впливі вогню, що виключено, або при нагріванні і утриманні температури бетонної конструкції до температури понад 600°C, що теж не є штатним випадком.

3. Композитну арматуру неможливо зварювати - тільки в'язати дротом або за допомогою стяжок.

4. З композитної арматури неможливо виготовити гнуті вироби на місці монтажу. Виготовлення нестандартних гнутих елементів можливо тільки в заводських умовах.

Висновки.

1. Композитна склопластикова арматура вигідно відрізняється від металоконструкцій невеликою вагою.

2. Високим опором на розрив.

3. Стійкістю до впливу хімікатів і корозійних речовин.

4. Низькими показниками теплопровідності.

5. Композитна арматура мало розширюється при нагріванні і має властивості діелектрика.

6. За умови однакових діаметрів металева арматура поступається композитній арматурі в міцності на розрив. Враховуючи цей факт, можна використовувати композитну арматуру меншого діаметру.

1. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://cherkasy24.info/2917-kompozitna-armatura.html>. 2. [Електронний ресурс]. Режим доступу: https://ru.wikipedia.org/wiki/%D0%9A%D0%BE%D0%BC%D0%BF%D0%BE%D0%B7%D0%B8%D1%82%D0%BD%D0%B0%D1%8F_%D0%B0%D1%80%D0%BC%D0%B0%D1%82%D1%83%D1%80%D0%B0. 3. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Бетони. Методы определения прочности по контрольным образцам : ДСТУ Б В.2.7-214:2009. – [Чинний від 01.09.2010]. – К.: Мінрегіонбуд, 2010. – 43 с. – (Державний стандарт України). 4. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://nano-sk.com/uk/kompozytna-armatura-tehnologiya-maybutnogo>.

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА
ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ
ЛЕГКОГО БЕТОНА НА ОСНОВЕ КЕРАМЗИТА ЗАВОДОВ
БЕЛАРУСИ**

**EXPERIMENTAL-STATISTICAL EVALUATION OF
STRENGTH AND DEFORMATION PROPERTIES OF
LIGHTWEIGHT CONCRETE BASED ON EXPANDED CLAY
PLANTS IN BELARUS**

**Семенюк С.Д., д.т.н., проф., Мельянцова И.И., ассистент,
Кузьмина А.А., м.т.н., Подголин А.Г., магистрант (Белорусско-
Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь)**

**Semeniuk S.D., Doctor of Technical Sciences, Professor, Melyantsova
I.I., assistant, Kuzmina A.A., Master of Technical Sciences, Podgolin A.G.,
Master student (Belorussian-Russian University, Mogilev, Republic of
Belarus.**

АННОТАЦИЯ

Исследованы прочностные и деформативные характеристики лёгких бетонов классов CL 8/10, CL 10/12,5, CL 16/20 и CL 25/30 изготовленных на основе керамзита заводов Беларуси при кратковременном центральном сжатии.

ABSTRACT

Strength and deformativny characteristics of light concrete of classes CL 8/10, CL 10/12,5, CL 16/20 and CL 25/30 of the plants of Belarus made on the basis of expanded clay at short-term central compression are investigated.

Ключевые слова: прочность, деформативность, кинетика роста, статистика, пределы микротрещинообразования, модули деформации.

Keywords: durability, deformativnost, growth kinetics, statistics, mikrotreshchinoobrazovaniye limits, deformation modules.

ВВЕДЕНИЕ

Легкие бетоны на основе керамзита широко применяются в промышленном, сельскохозяйственном и гражданском строительстве. Для соответствия белорусских нормативных документов Еврокоду необходимо уточнить некоторые прочностные и деформативные характеристики легких бетонов, что для Республики Беларусь является актуальным. С этой целью были проведены экспериментальные и теоретические исследования прочности и деформативности образцов из керамзитобетона классов CL 8/10, CL 10/12,5, CL 16/20 и CL 25/30 в виде кубов, призм и цилиндров на кратковременное центральное сжатие в соответствии с ГОСТ 24452-80*.

ХАРАКТЕРИСТИКИ ОПЫТНЫХ ОБРАЗЦОВ И МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для определения прочностных и деформативных характеристик легких бетонов на основе керамзита заводов Беларуси были исследованы 4 серии опытных образцов из бетона классов 8/10; 10/12,5; 16/20 и 25/30. В каждой серии экспериментальных исследований было заформовано и испытано 12 кубов с размером ребра 150мм, 8 кубов с размером ребра 100мм, 12 цилиндров диаметром 150 мм и высотой 300мм и 12 призм размерами 150×150×600мм. Испытания проводились в возрасте 7, 14, 28 и 60 суток. В каждом возрасте испытывалось по 3 куба с размерами ребра 150мм, 2 куба с размерами ребра 100мм, 3 призмы размерами 150×150×600мм и 3 цилиндра диаметром 150 мм и высотой 300мм.

Состав керамзитобетонной смесей:

- для бетона класса CL 25/30: Ц:П:Щ= 1:1,84:0,79 при водоцементном отношении В/Ц=0,4. Плотность бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 1780 кг/м³.

- для бетона класса CL 16/20: Ц:П:Г=1:1,84:0,79 при водоцементном отношении В/Ц=0,46. Плотность керамзитобетона в возрасте 28 суток – 1545 кг/м³.

- для бетона класса CL 10/12,5: Ц:П:Г=1:2,41:1,37 при водоцементном отношении В/Ц=0,51. Плотность керамзитобетона в возрасте 28 суток – 1390 кг/м³.

- для бетона класса CL 8/10: Ц:П:Г=1:0,52:1,05 при водоцементном отношении В/Ц=0,63. Плотность бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 950 кг/м³.

*Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення*

Составы бетонных смесей подбирались в соответствии с «Рекомендациями по подбору, изготовлению и применению конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетон», подготовленных РУП «Институт БелНИИС» [1].

Бетонную смесь приготавливали в лабораторных условиях вручную. Для изготовления образцов использовались инвентарные металлические сборно-разборные формы. Распалубливание проводилось на шестые сутки. В дальнейшем, экспериментальные образцы находились в естественных температурно-влажностных условиях цеха испытания конструкций, где и проводилось их испытание на кратковременное действие нагрузки.

Испытание призм на кратковременное центральное сжатие проводилось в полном соответствии с требованиями [2]. Нагружение призм образцов до их разрушения производилось с постоянной скоростью роста напряжений ($0,6 \pm 0,2$ МПа/с) ступенями, равными 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки. При испытании продольные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 370...375 мм, установленными вдоль оси по четырем граням призм. Поперечные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 110...115 мм. Продольные и поперечные деформации по каждой отдельной призме (по показаниям четырех приборов механического действия) усреднялись.

Проведенные исследования позволили описать кинетику роста керамзитобетона во времени в виде гиперболической зависимости:

$$f_{cl}^t = f_{cl}^{28} \frac{t}{0,85t + 4,2} \quad (1)$$

где, t - возраст бетона в сутках;

f_{cl}^t - прочность бетона в возрасте t суток;

f_{cl}^{28} - прочность бетона в возрасте 28 суток.

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА
ДЕФОРМАТИВНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ЛЁГКОГО БЕТОНА**

В [3,4] показано, что зависимость, секущий модуль продольных деформаций - напряжение или уровень напряжений ($E'_{cl} - \sigma$), ($E'_{cl} - \eta$) при кратковременном центральном сжатии бетонных призм до разрушения с постоянной скоростью роста напряжений с большой

достовірністю описується лінійною опытнo-корреляційною залежністю (2), а непосредственно вытекающая из нее зависимость «напряжение - деформация» корреляційною залежністю (3) гіперболіческого вида:

$$E'_{cl(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{cl(\sigma)}} = E'_{cl(\sigma=0)} \cdot [1 - \lambda_{cl(\sigma)} \cdot \eta], \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cl(\sigma)} = \frac{\sigma}{E'_{cl(\sigma)}} = \frac{\sigma}{E'_{cl(\sigma=0)} \cdot \left[1 - \lambda_{cl(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]}, \quad (3)$$

где η - уровень напряжений; $E'_{cl(\sigma=0)}$ - мгновенный модуль упругости бетона (секущий модуль деформаций при $\sigma=0$), $\lambda_{cl(\sigma)}$ - предельное значение коэффициента пластичности бетона при $\sigma = f_c$.

Проведенная статистическая обработка результатов испытаний бетонных призм показала, что линейные корреляційные зависимости «секущие модули деформаций-напряжения или уровень напряжений» имеют место и для поперечных и сдвиговых деформаций:

$$E_{ld(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{ld(\sigma)}} = E_{ld(\sigma=0)} \cdot [1 - \lambda_{ld(\sigma)} \cdot \eta], \quad (4)$$

$$\varepsilon_{ld(\sigma)} = \frac{\sigma}{E_{ld(\sigma)}} = \frac{\sigma}{E_{ld(\sigma=0)} \cdot \left[1 - \lambda_{ld(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]} \quad (5)$$

$$G_{\sigma} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{G(\sigma)}} = \frac{\sigma}{2 \left[\varepsilon_{cl(\sigma)} + \varepsilon_{ld(\sigma)} \right]} = G_{\sigma=0} \left[1 - \lambda_{G(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right] \quad (6)$$

$$\varepsilon_{G(\sigma)} = \frac{\sigma}{G_{\sigma}} = \frac{\sigma}{G_{(\sigma=0)} \cdot \left[1 - \lambda_{G(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]} \quad (7)$$

В формулах (5) и (7):

$$\lambda_{ld(\sigma)} = \frac{E_{ld(\sigma=0)} - E_{ld(\sigma=f_c)}}{E_{ld(\sigma=0)}} \quad \lambda_{G(\sigma)} = \frac{G_{(\sigma=0)} - G_{(\sigma=f_c)}}{G_{(\sigma=0)}} \quad (8)$$

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

$$\varepsilon_{G(\sigma)} = 2 \left[\varepsilon_{cl(\sigma)} - \varepsilon_{ld(\sigma)} \right] \quad (9)$$

Касательный модуль продольных деформаций определяется в зависимости от секущего модуля продольных деформаций

$$E_{cl(\sigma)} = E'_{cl(\sigma)} \cdot \nu = \frac{(E'_{cl(\sigma)})^2}{E'_{cl(\sigma=0)}} \quad (10)$$

где $\nu = \frac{E'_{cl(\sigma)}}{E'_{cl(\sigma=0)}}$

Численные значения параметров линейных корреляционных зависимостей (2), (4), (6) устанавливаются статистическими методами линейной корреляции [5].

Величиной, выражающей прямолинейную зависимость между двумя свойствами, является коэффициентом корреляции. Чем ближе коэффициент корреляции к единице, тем больше связь между изучаемыми свойствами.

Коэффициент корреляции r вычисляют по формуле:

$$r = \frac{\sum_1^n (X_c \cdot Y_c)}{\sqrt{\sum_1^n X_c^2 \cdot Y_c^2}} \quad (11)$$

где $\sum_1^n (X_c \cdot Y_c)$ - отклонение отдельных вариант V_x, V_y от соответствующих им средних арифметических M_x и M_y ;
 n - число наблюдений.

Средняя ошибка коэффициента корреляции определяется по формуле:

$$m_r = \pm \frac{1-r^2}{\sqrt{n}} \quad (12)$$

Достоверность коэффициента корреляции (линейного корреляционного уравнения или связи) оценивается отношением коэффициента корреляции r к его средней ошибке m_r . Если это отношение равно 4 или больше, то коэффициент корреляции считается достоверным, и наличие связи между двумя свойствами доказано, в противном случае - нельзя сделать заключение о достоверности связи между изучаемыми свойствами.

Линейное корреляционное уравнение представлено следующей формулой:

$$Y = M_y + r \cdot \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \cdot (X - M_x) \quad (13)$$

Где σ_x, σ_y - средние квадратические отклонения.

Статистика линейных корреляционных зависимостей по усредненным показателям для испытанных призм показала, что достоверность линейности корреляционных зависимостей довольно высока (коэффициент корреляции r_x близок к единице, а его достоверность t/m_t значительно больше четырех).

Опытные и теоретические зависимости «секущий модуль деформаций - уровень нагружения» для керамзитобетона CL 25/30 в возрасте 21 суток представлены на рисунке 1.

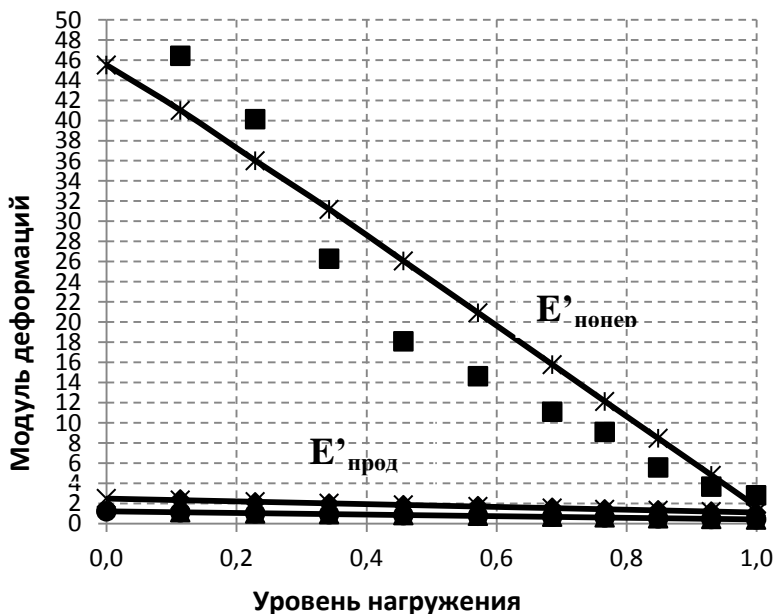


Рис. 1. Опытные и теоретические зависимости «модуль деформаций – уровень нагружения» для образцов в возрасте 21 суток из бетона класса 25/30; 1 – ($E'_{\text{прод}} - \eta$), 2 – ($E'_{\text{попер}} - \eta$), 3 – ($G - \eta$)

Характеристики бетонов четырех серий испытанных образцов различного возраста и статистика их линейных корреляционных зависимостей отражены в таблицах 1 - 4.

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

Таблица 1

Характеристика керамзитобетона испытанных образцов и
статистика их линейных корреляционных зависимостей для класса
16/20

Класс бето-на	Воз раст, сут	$f_{c, cube}^G$, МПа	f_{ck} , МПа	f_{erc}^v		f_{erc}^0		Зависи мость	Уравнение, МПа	r	r/m _r
				η	МПа	η	МПа				
16/20	7	16,04	13,11	0,857	11,24	0,538	7,06	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,795(1-0,302\eta) \cdot 10^4$	-0,988	147,5
								$E'_{ld(\sigma)-\eta}$	$17,580(1-0,957\eta) \cdot 10^4$	-0,792	7,36
								$G_c-\eta$	$0,808(1-0,446\eta) \cdot 10^4$	-0,976	70,18
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,795(1-0,302\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,988	147,5
	14	18,1	14,68	0,812	11,92	0,531	7,8	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$2,4884(1-0,514\eta) \cdot 10^4$	-0,952	42,16
								$E'_{ld(\sigma)-\eta}$	$14,474(1-0,705\eta) \cdot 10^4$	-0,948	37,71
								$G_c-\eta$	$1,066(1-0,558\eta) \cdot 10^4$	-0,960	50,77
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$2,488(1-0,514\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,952	42,16
	28	20,56	16,21	0,776	12,58	0,505	8,18	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,687(1-0,227\eta) \cdot 10^4$	-0,940	43,77
								$E'_{ld(\sigma)-\eta}$	$16,224(1-0,811\eta) \cdot 10^4$	-0,936	60,2
								$G_c-\eta$	$0,843(1-0,421\eta) \cdot 10^4$	-0,987	162,3
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,687(1-0,227\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,940	43,77
	60	21,47	17,56	0,755	13,25	0,459	8,06	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,749(1-0,246\eta) \cdot 10^4$	-0,946	39,11
								$E'_{ld(\sigma)-\eta}$	$13,264(1-0,72\eta) \cdot 10^4$	-0,848	13,15
								$G_c-\eta$	$1,205(1-0,386\eta) \cdot 10^4$	-0,975	84,26
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,749(1-0,246\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,946	39,11

Таблица 2

Характеристика керамзитобетона испытанных образцов и
статистика их линейных корреляционных зависимостей для класса
10/12,5

Класс бето-на	Воз раст, сут	$f_{c, cube}^G$, МПа	f_{ck} , МПа	f_{erc}^v		f_{erc}^0		Зависи мость	Уравнение, МПа	r	r/m _r
				η	МПа	η	МПа				
10/12,5	7	8,92	7,12	0,75	5,34	0,495	3,52	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$0,964(1-0,392\eta) \cdot 10^4$	-0,865	16,069
								$E'_{ld(\sigma)-\eta}$	$7,026(1-0,819\eta) \cdot 10^4$	-0,963	62,588
								$G_c-\eta$	$0,430(1-0,498\eta) \cdot 10^4$	-0,917	26,961
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$0,964(1-0,392\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,865	16,069
	14	10,11	8,27	0,789	6,53	0,492	4,07	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,315(1-0,422\eta) \cdot 10^4$	-0,957	128,11
								$E'_{ld(\sigma)-\eta}$	$13,420(1-0,819\eta) \cdot 10^4$	-0,924	26,77
								$G_c-\eta$	$0,604(1-0,513\eta) \cdot 10^4$	-0,980	52,46
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,315(1-0,422\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,957	128,11
	28	11,82	9,89	0,779	7,70	0,477	4,72	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,251(1-0,425\eta) \cdot 10^4$	-0,976	81,418
								$E'_{ld(\sigma)-\eta}$	$9,180(1-0,86\eta) \cdot 10^4$	-0,957	45,76
								$G_c-\eta$	$0,560(1-0,544\eta) \cdot 10^4$	-0,984	120,45
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,251(1-0,425\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,976	81,418
	60	13,61	11,17	0,791	8,84	0,514	5,74	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,643(1-0,57\eta) \cdot 10^4$	-0,915	23,72
								$E'_{ld(\sigma)-\eta}$	$16,63(1-0,882\eta) \cdot 10^4$	-0,986	150,08
								$G_c-\eta$	$0,762(1-0,626\eta) \cdot 10^4$	-0,960	52,00
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,643(1-0,57\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,915	23,72

Таблиця 3

Характеристика керамзитобетона испытанных образцов и статистика их линейных корреляционных зависимостей для класса 8/10

Класс бетона	Возраст, сут	$f_{c, cube}^G$, МПа	f_{ck} , МПа	f_{erc}^v		f_{erc}^0		Зависимость	Уравнение, МПа	r	r/m _r
				η	МПа	η	МПа				
8/10	7	8,06	6,4	0,701	4,49	0,448	2,87	$E_{cl(\sigma)-\eta}^v$	$1,262(1-0,595\eta) \cdot 10^4$	-0,976	64,29
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$10,29(1-0,954\eta) \cdot 10^4$	-0,970	52,03
								$G_c-\eta$	$0,312(1-0,08\eta) \cdot 10^4$	-0,984	196,8
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,262(1-0,595\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,976	64,29
	14	8,64	6,88	0,711	4,89	0,424	2,92	$E_{cl(\sigma)-\eta}^v$	$1,119(1-0,537\eta) \cdot 10^4$	-0,964	43,02
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$17,773(1-0,936\eta) \cdot 10^4$	-0,878	12,09
								$G_c-\eta$	$0,538(1-0,624\eta) \cdot 10^4$	-0,986	110,8
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,119(1-0,537\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,964	43,02
	28	10,3	8,36	0,769	6,43	0,518	4,33	$E_{cl(\sigma)-\eta}^v$	$2,162(1-0,784\eta) \cdot 10^4$	-0,98	78,03
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$14,676(1-\eta) \cdot 10^4$	-0,977	68,67
								$G_c-\eta$	$0,951(1-0,841\eta) \cdot 10^4$	-0,984	97,12
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$2,162(1-0,784\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,98	78,03

Таблиця 4

Характеристика керамзитобетона испытанных образцов и статистика их линейных корреляционных зависимостей для класса 25/30

Класс бетона	Возраст, сут	$f_{c, cube}^G$, МПа	f_{ck} , МПа	f_{erc}^v		f_{erc}^0		Зависимость	Уравнение, МПа	r	r/m _r
				η	МПа	η	МПа				
25/30	14	24,60	21,37	0,874	18,677	0,648	13,47	$E_{cl(\sigma)-\eta}^v$	$4,137(1-0,754\eta) \cdot 10^4$	-0,894	13,36
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$43,43(1-0,936\eta) \cdot 10^4$	-0,937	23,16
								$G_c-\eta$	$1,893(1-0,979\eta) \cdot 10^4$	-0,941	24,74
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$4,137(1-0,754\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,894	13,36
	21	30,86	27,24	0,849	23,11	0,633	17,23	$E_{cl(\sigma)-\eta}^v$	$2,473(1-0,558\eta) \cdot 10^4$	-0,997	508,6
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$45,5(1-\eta) \cdot 10^4$	-0,950	30,91
								$G_c-\eta$	$1,205(1-0,661\eta) \cdot 10^4$	-0,997	576,8
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$2,473(1-0,558\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,997	508,6
	28	33,63	28,99	0,903	26,178	0,645	18,699	$E_{cl(\sigma)-\eta}^v$	$5,495(1-0,791\eta) \cdot 10^4$	-0,979	72,1
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$91,062(1-0,998\eta) \cdot 10^4$	-0,985	99,7
								$G_c-\eta$	$2,609(1-0,822\eta) \cdot 10^4$	-0,985	97,16
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$5,495(1-0,791\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,979	72,1
60	34,07	29,86	0,795	23,739	0,642	19,17	$E_{cl(\sigma)-\eta}^v$	$5,095(1-0,694\eta) \cdot 10^4$	-0,931	21,07	
							$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$54,83(1-0,889\eta) \cdot 10^4$	-0,896	13,68	
							$G_c-\eta$	$2,348(1-0,696\eta) \cdot 10^4$	-0,935	23,3	
							$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$5,095(1-0,694\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,931	21,01	

Важной характеристикой для бетонных и железобетонных изделий являются пределы верхнего и нижнего

**Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення**

микротрещинообразования бетона, позволяющая, позволяющая правильно назначать на конструкции эксплуатационные нагрузки. Верхний предел микротрещинообразования f_{crc}^v находился графическим методом по усредненным экспериментальным данным для двух призм путем построения зависимости «уровень нагружения - объемная деформация», объемная деформация при этом определялась по формуле:

$$\varepsilon^v = \varepsilon_{c(\sigma)} - 2\varepsilon_{v(\sigma)}. \quad (14)$$

На пиковой точке $\varepsilon^v - \eta$ находился верхний предел микротрещинообразования бетона - f_{crc}^v . На рис. 2 показан пример нахождения f_{crc}^v для керамзитобетона класса 8/10 в возрасте 28 суток.

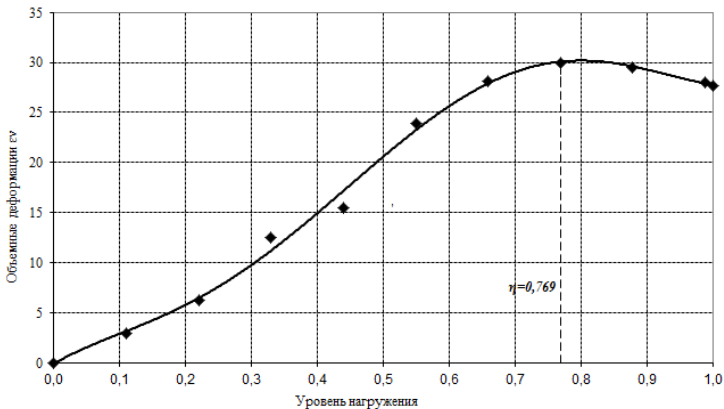


Рис.2. Корреляционные зависимости «уровень нагружения - объемные деформации» для образцов из бетона класса 8/10 в возрасте 28 суток

Определение нижнего предела микротрещинообразования f_{crc}^0 также производилось графическим методом по экспериментальным данным. Сначала по опытным данным была построена зависимость «уровень нагружения η - коэффициент Пуассона ν », при этом коэффициент Пуассона определялся как отношение поперечных относительных деформаций к продольным или как отношение продольного модуля деформаций к поперечному для каждой ступени нагружения (рисунок 3).

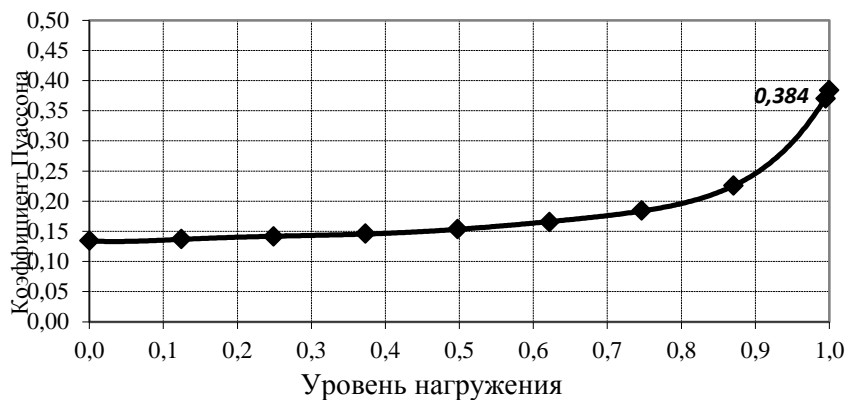


Рис.3. Корреляционные зависимости «уровень нагружения - коэффициент Пуассона» для образцов из бетона класса 8/10 в возрасте 28 суток

По корреляционным кривым зависимостей $\ll \frac{dv}{d\eta} - \eta \gg$ и $\ll \frac{d^2v}{d\eta^2} - \eta \gg$ были определены соответственно верхняя $\eta_{\text{ср}}^v$ и нижняя $\eta_{\text{ср}}^0$ границы образования и развития продольных микротрещин отрыва при кратковременном сжатии бетона (рисунки 4, 5).

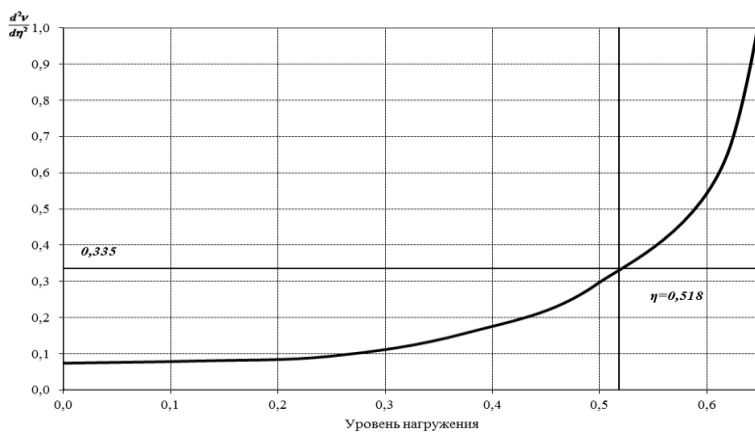


Рис.4. Корреляционные зависимости первая производная для образцов из бетона класса 8/10 в возрасте 28 суток

*Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення*

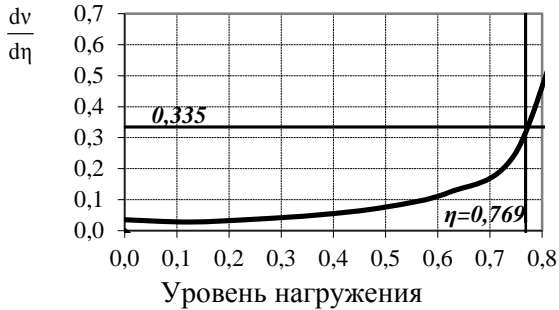


Рис.5. Корреляционные зависимости вторая производная для образцов из бетона класса 8/10 в возрасте 28 суток

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основе экспериментальных данных получена зависимость, описывающая кинетику роста керамзитобетона во времени в виде гиперболической зависимости, позволяющей прогнозировать прочностные характеристики возводимых конструкций зданий и сооружений. В этой связи для образцов из керамзитобетона класса 8/10...25/30 были определены следующие характеристики: кубиковая и призмная прочности, модули продольных и поперечных деформаций, касательный модуль и модуль сдвига, объемные деформации, коэффициент Пуассона, пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рекомендации по подбору составов, изготовлению и применению модифицированных химическими и минеральными добавками конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетон / РУП «Институт БелНИИС» - Минск, 2013. – 38с.
2. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.– Госкомитет СССР по делам строительства. -М., 1981– 20с.
3. Семенюк, С.Д. К определению модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при кратковременном центральном сжатии // Вестн. БГТУ. Строительство и архитектура. – 2001. – №1. – С.40–44.
4. Семенюк, С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании: монография / С.Д.Семенюк – Могилёв: Белорус.-Рос. ун, 2003. – 269с.
5. Гмурман, В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика / В.Е.Гмурман – М.: Высш. шк., 1977. – 479с.

УДК 691.32

ПІДВИЩЕННЯ ВОДОНЕПРОНИКНОСТІ БЕТОНІВ З ДОБАВКОЮ ВИСОКОДИСПЕРСНОЮ КРЕЙДОЮ

INCREASE THE WATER RESISTANCE OF THE CONCRETE WITH THE ADDITIVE OF FINELY DISPERSED CHALK

Чепурна С.М., асистент, (Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова), Жидкова Т.В., к.т.н., доц., (Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова), Чепурна М.Є. ст. 2 курсу спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» (Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова)

Chepurna S., Assistant (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv), Zhydkova T., Ph.D in Engineering, Assistant professor, (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv), Chepurna M, student 2 courses specialty "Construction and civil engineering (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv).

Вивчена можливість використання високодисперсної крейди в якості заповнювача для цементних розчинів та бетонів. Отримані результати дозволяють рекомендувати такі композиційні матеріали для подальшого використання у гідротехнічних спорудах.

The article consider the effect of fine-disperse chalk on the physic-mechanical properties of the concrete and particular as the density, water tightness. The introduction of fine-disperse chalk in the composition of the binder increases the concentration of the smallest particles in the range of 0.54÷2,21 mkm. The resulting gidrokarbanatno calcium leads to an increase in the volume of the solid phase that creates a more dense structure. Increasing the density of concrete can improve its physical-mechanical characteristics, corrosion resistance, which leads to durability designs. The results can be given recommendations such composite materials for use in hydraulic structures.

Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології виготовлення

Ключові слова: бетон, гідрокарбоалюмінат кальцію, високодисперсна крейда, щільність, водонепроникність, пластифікатор.

Keywords: concrete, gidrokarbanatno calcium, fine-disperse chalk, density, water tightness, plasticizing agent.

Вступ.

Останнім часом велику увагу приділяють виробництву нових композиційних в'язучих, які б володіли високими характеристиками, мали низьку енергоємність та при виробництві яких вирішувалися питання охорони навколишнього середовища. Використання наповнювачів різноманітної природи та дисперсності є ефективним напрямком для вирішення цих задач.

Аналіз останніх досліджень.

В якості наповнювачів для виготовлення бетонів в сучасних умовах використовуються вапняк, мікрокремнезем, зола-унос, метакаолин та інші. Ці наповнювачі зв'язували гідролізне вапно портландцементу в ранні терміни гідратації (через 1-2 доби твердіння), при цьому утворюються високодисперсні гідросилікати, які кристалізуються в порах та контактних зонах більш великих частинок цементу, що веде до поліпшення структури та сприяє підвищенню ранньої міцності [1].

Крейда є літологічним різновидом вапняків та відрізняється від нього значною мінливістю механічних властивостей при зміні вологості і порушенні структури. Запаси крейди на території України дуже великі. Найбільші родовища якої відкриті в районі м. Слов'янська Донецької області, м. Лисичанська Луганської області та Чернігова. Потужність крейдових відкладів в районі Харкова досягає 550 м [2]. Крейда Харківської області характеризується значною складовою карбонату кальцію (95-98 %).

Добавка високодисперсної крейди призводить до підвищення характеристик міцності композиційних матеріалів, дозволяє знижувати витрати цементу, досить суттєво підвищує водопотребність, тому високодисперсну крейду краще використовувати з пластифікаторами [3].

Підвищена міцність цементного каменю в присутності крейди пов'язана не тільки з утворення гідрокарбоалюміната кальцію, але і з кристалохімічною взаємодією крейди і складовими цементного клінкеру, що веде до утворення великої кількості зростків кристалів

гідратних новоутворень, внаслідок їх хімічного спорідненості та близькості параметрів кристалічних решіток. Шари кальциту на поверхні заповнювача ущільнюються і зміцнюють контактні зони в'язучого. Зерна крейди, володіючи водовідсмоктуючою здатністю, забирають воду від цементного тесту, в результаті чого цементне тісто по контакту з заповнювачем ущільнюється, що говорить про високу адсорбційної здатності кальциту.

Мета статті.

Головною метою цієї роботи є встановити вплив добавки високодисперсної крейди на водонепроникність бетону.

Основна частина.

Для проведення експериментальних досліджень автором використовувався портландцемент ПЦ І-500Н виробництва ВАТ «Балцемент» наступного мінералогічного складу: C_3S – 63,7 %; C_2S – 14,8 %; C_3A – 6,0 %; C_4AF – 12,5 %.

В якості мінеральної добавки використовувався високодисперсна крейда Слов'янського родовища, яка представляє собою сферичну форму із середнім діаметром до 3 мкм. Високодисперсна крейда має хімічну спорідненість з цементом, а є не дефіцитною породою і є поширеною на території України. Крейду вводили до бетонної суміші замість частини цементу в різному відсотковому співвідношенні від 10 % до 40 % (табл.1)

Таблиця 1

Склад бетонних зразків

Марка цементу	№ зразків	Витрати матеріалу, %		В/Ц
		Ц	М	
ПЦ І-500Н	1.1	100	-	0,466
	1.2	90	10	0,460
	1.3	80	20	0,462
	1.4	70	30	0,468
	1.5	60	40	0,472

*Ц – цемент; К – крейда

Разом з високодисперсною крейдою до бетонів застосовувався пластифікатор - ХДСК-1, який є продуктом модифікації технічних лігносульфонатов (ЛСТ) їдким натром (NaOH).

Водонепроникність визначали на зразках – циліндрах висотою і діаметром 150 мм відповідно до ДСТУ Б В. 2.7-170:2008 [4] за

*Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології
виготовлення*

«мокрою плямою». Випробування проводили при температурі $(20 \pm 2) ^\circ\text{C}$ і відносній вологості повітря не менше 95 %.

Водонепроникність є одним з визначальних параметрів довговічності та корозійної стійкості бетону. Фільтрація води у бетоні здійснюється не тільки через капіляри цементного каменю, але і через «седиментаційні капіляри» - малостійкі складові в зоні контакту цементного каменю з заповнювачем, адже з боку зерен заповнювача не надходять речовини, які здатні зв'язувати і ущільнювати цементний камінь, а відповідно і бетон.

Заміна частини в'язучого добавкою високодисперсного крейди сприяє зниженню капілярної пористості, збільшення кількості новоутворень, що веде до ущільнення структури цементного каменю. Підвищення щільності цементного каменю призводить до підвищення водонепроникності [5, 6, 7]. Щільність бетону визначається міцністю зчеплення цементного каменю з заповнювачем, що залежать від форми, шорсткості і чистоти поверхні зерен заповнювача, а також адгезії.

Збільшення щільності бетону дозволяє поліпшити його фізико-механічні характеристики, зокрема міцність на стиск, проникність, корозійну стійкість, що веде до довговічності конструкцій.

За даними лабораторних досліджень зразків було встановлено що зразок до складу якого вводиться 10 % має однакову щільність, як у контрольного зразка (рис. 1.).

При цьому марка по водонепроникності такого зразка підвищується на 20 %, порівняно з контрольним зразком.

Це можна пояснити тим, що частинки високодисперсної крейди набагато менше розмірів гранул цементу.

Високодисперсна крейда вступає у взаємодію з фазами портландцементного клінкеру, особливо з алюмінатною складовою, що веде до збільшується кількість зростків кристалів новоутворень, особливо гідрокарбоалюмінатом кальцію.

Високодисперсний крейда, розподіляючись у капілярних порах, кольматує їх і перешкоджає просуванню води всередину бетонів, ущільнюючи зони «цементний камінь – наповнювач», що веде до зменшенню об'єму капілярних пор та збільшує щільність [8].

Подальше збільшення відсотка високодисперсної крейди веде до зменшення щільність зразків, а саме: для зразка у складі, якого 20 % крейди – на 0,8 %, для зразка з 30 % добавкою

високодисперсної крейди – на 2,5 % порівняно зі контрольним зразком.

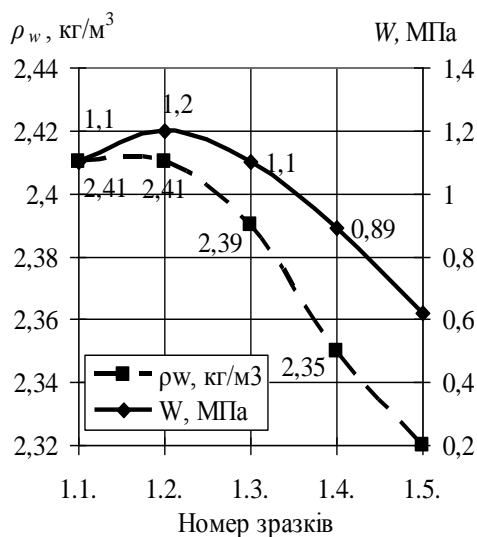


Рис. 1. Залежність міцність на стиск (f_{cd}) від щільності зразків (ρ_w)

Це можна пояснити тим, що відбувається зменшення кількості новоутворень, збільшується кількість капілярних пор, що веде до збільшення пухкості структури бетону і, відповідно, зменшує щільність бетонів.

Мінімальну щільність має зразок до складу якого вводиться 40 % високодисперсної крейди.

Але слід зазначити, що зразки з 30 % та 40 % високодисперсної крейди у складі в'язучого мають високі марки за водонепроникності (W8, W6 відповідно), незважаючи на зниження щільності.

Введення пластифікатора в бетонні склад істотно змінює марку за водонепроникності досліджуваних складів.

За даними лабораторних досліджень було встановлено, що марка за водонепроникності зразків з пластифікатором збільшується для всіх зразків.

Максимальну марку за водонепроникності має зразок, що містить у складі в'язучого 10% крейди (W18). Мінімальне значення - досягається при 40% вмісту крейди у складі в'язучого і відстановить (W8).

Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології виготовлення

Це можна пояснити тим, що високодисперсна крейда в парі з ХДСК-1 є сильним синергетичним з'єднанням, що підвищує водоредуцируючий ефект у змішаному в'язучому (рис. 2).

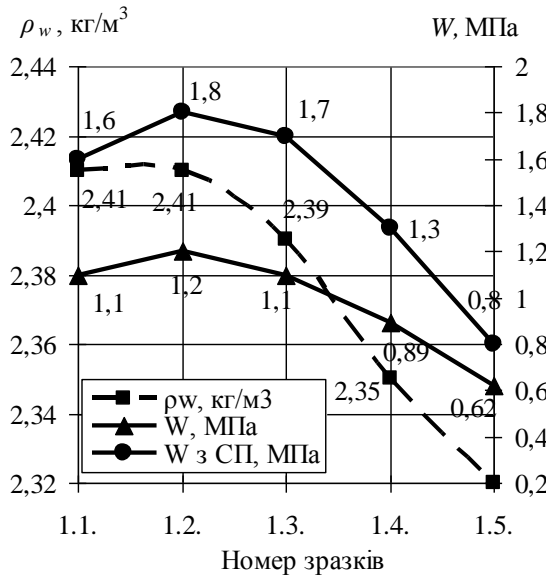


Рис. 2. Водонепроникність зразків з пластифікатором і без нього

Адсорбуючись своїми полярними групами ХДСК-1 на поверхнях новоутворень, а також високодисперсної крейди створює найтонші мономолекулярні плівки, що блокує доступ води до зерен і уповільнює гідратацію, формує низькоосновні гідросилікатів, а в подальшому веде до збільшення водонепроникності бетонів.

Висновки.

Отримані дані свідчать про доцільність використання високодисперсного крейди до якості добавки для бетонів. Вона позитивно впливає на водонепроникність бетонів.

Підвищені показники водонепроникності забезпечують зниження ступеня впливу на бетон агресивних рідких середовищ. Тому можна рекомендувати такий бетон для конструкцій, у яких визначальним чинником є водонепроникність і корозійна стійкість.

Вплив добавки високодисперсної крейди на фізико-механічні властивості бетонів вивчаються [9, 10].

1. Белов В.В. Сухие готовые смеси для получения газобетона с оптимизированной структурой связующей матрицы. / Белов В.В., Курятников Ю.Ю., Образцов И.В. – Строительные материалы, 2012. – С. 94-97.
2. Бушинский Г.И. Литология меловых отложений Днепропетровско-Донецкой впадины. / Бушинский Г.И. – М.: Изв. Ак. наук СССР, 1954 г. – 308 с.
3. Копаница Н.О. Тонкодисперсные добавки для наполненных выжущих на основе цемента. / Копаница Н.О., Аниканова Л.А., Макаревич С.М. – Строительные материалы, 2009. – С. 2-3.
4. ДСТУ Б В. 2.7-170:2008. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності. – Діючий від 2010-03-01– К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
5. Чепурная С.Н. Влияние тонкодисперсного мела на водонепроницаемость бетона. / Чепурная С.Н., Жидкова Т.В.// Materials of International scientific and practical conference «Perspective trends in scientific research – 2015». - Bratislava, Slovak Republic, 2015. – Т.2 – С. 156-157.
6. Чепурная С.Н. Влияние тонкодисперсного мела на физико-механические показатели./ С.Н. Чепурная, М.С. Золотов, Т.В. Жидкова, С.В. Волювач. // Шеста Международна научна конференция «Архитектура, Строительство – Сьвременность», сборник с доклади, част II Варна, Болгария, 2013. – С. 225 – 233.
7. Жидкова Т.В. Бетоны повышенной водонепроницаемости. / Жидкова Т.В. // IV научно-технич. конференция «Молодые ученые – отрасли строительных материалов и строительства»: Тез. докл. – Белгород, 1989. – С.74.
8. Влияние тонкодисперсного мела на новообразования в вяжущем компоненте бетона. / Чепурная С.Н., Жидкова Т.В. // Сборник статей по материалам международной научно- практической конференции «Строительство: проблемы и перспективы» Махачкала, 2013. – С. 248 – 251.
9. Чепурная С.Н. Влияние высокодисперсного карбоната кальция на технологические свойства бетонной смеси. / Чепурная С.Н. Золотов М.С., Жидкова Т.В. // Науковий вісник будівництва. – Х. ХДТУБА ХОТВ АБУ, 2010. – Вип. 56. – С. 80-85.
10. Svitlana Chepurna. Modified properties of concrete of fine-disperse chalk. / Svitlana Chepurna, Tetyana Zhydkova // Scientific letters of Academic Society of Michal Baludansky, 2016.- № 1(4) - P. 59-62.

УДК 624.012.45/46 (07)

РОЗРАХУНОК НА МІЦНІСТЬ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ

STRENGTH CALCULATION OF BENDING T-PROFILE ELEMENTS

Бондарський О.Г., доцент, к.т.н., Руський С.І., студент групи БДН-41, Ужегова О.А., доцент, к.т.н., Ужегов С.О., асистент (Луцький національний технічний університет)

Bondarskiy O.H., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Ruskiy S.I., student of BDN-41, Uzhehova O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Uzhehov S.O., Assistant Professor (Lutsk National Technical University)

У статті викладено теоретичні основи та алгоритм розрахунку на міцність нормальних перерізів згинальних елементів таврового профілю, а також практичне його застосування для визначення площі робочої арматури у елементах ребристої плити покриття.

Calculating the strength of bending elements quite often reduce section (box, with round cavities, with oval cavities, U-shaped etc.) to the simplified equivalent design, which often has the shape of a T-beam with a shelf in the compressed area or I-beam. The article outlines some of the provisions of strength calculation of normal sections of bending T-Profile elements taking into account the requirements of SNIP and DSTU, the calculation algorithm and its practical application to the determination of the area of the working reinforcement in the elements of a ribbed slab.

Ключові слова: розрахунок, міцність, переріз, тавр, арматура.
Keywords: calculation, strength, section, T-beam, reinforcement.

При розрахунку згинальних елементів на міцність досить часто доводиться дійсний складний переріз (коробчастий, з круглими порожнинами, з овальними порожнинами, П-подібний тощо) зводити до спрощеного еквівалентного розрахункового, який найчастіше має форму тавра з полицею у стиснутій зоні або двотавра.

Розрахунковий тавровий профіль мають також елементи монолітного ребристого балкового перекриття: головні та другорядні балки, що працюють спільно з плитою, яка на них опирається і зв'язана монолітно.

Відстань між балками-ребрами може бути досить значна, тому не вся ширина стиснутої полиці тавра може включатися у роботу, а лише її частина (рис. 1), яку називають ефективною b_{eff} .

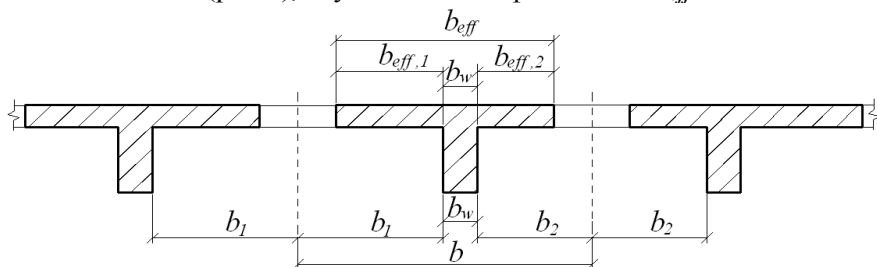


Рис. 1. Характеристики робочої ширини полиці

У таврових балках робоча ширина полиці [1, п. 5.3.2.1], яка враховується у розрахунках, залежить від розмірів стінки і полиці, виду навантаження, прольоту, умов опирання, поперечної арматури. Робочу ширину полиці необхідно враховувати на відстані l_0 між точками балки з нульовими моментами, які можна приблизно визначити за рис. 2.

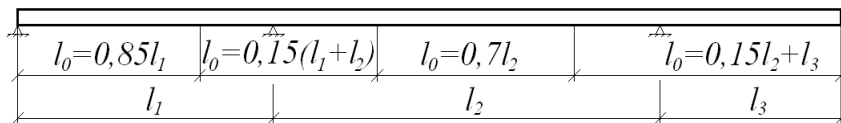


Рис. 2. До визначення відстані l_0

Робочу ширину полиці b_{eff} балки таврового профілю визначають за формулою:

$$b_{eff} = \sum b_{eff, i} + b_w ,$$

за таких умов: $l_3 \leq 0,5 l_2$; $l_1 : l_2 : l_3 = 0,6 \dots 1,5$,

де $b_{eff, i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0$; $b_{eff, i} \leq b_i$.

Кожного разу, розпочинаючи розрахунок нормальних перерізів таврових профілів, визначають, де проходить нейтральна вісь: у полиці тавра, чи у ребрі (рис. 3).

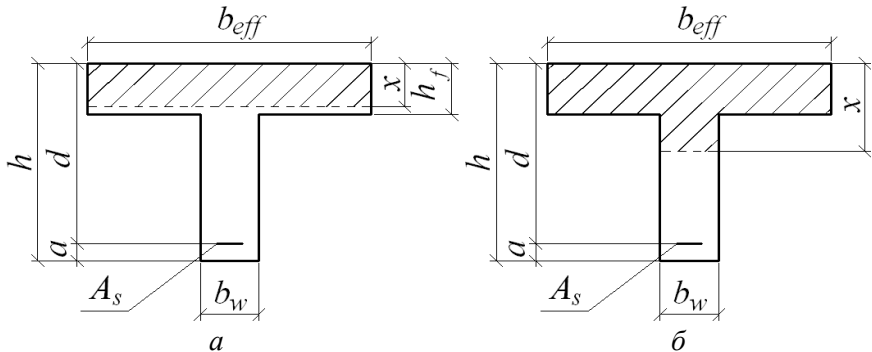


Рис. 3. Положення нейтральної осі в перерізах таврового профілю:
 а – нейтральна вісь у межах полиці тавра; б – нейтральна вісь у ребрі

Положення нейтральної осі визначають залежно від вихідних даних для розрахунку. Якщо відоме армування перерізу, то порівнюють зусилля, яке сприймає повністю стиснута полиця тавра і зусилля у розтягнутій арматурі:

- за умови $b_{eff} h_f f_{cd} \geq A_s f_{yd}$ нейтральна вісь у межах полиці тавра – $x \leq h_f$ і розрахунок виконують як прямокутного профілю шириною b_{eff} ;
- за умови $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$ нейтральна вісь перетинає ребро – $x > h_f$ і розрахунок виконують як таврового профілю.

При проектуванні перерізу за відомим згинальним моментом елемента положення нейтральної осі визначають, порівнюючи розрахунковий згинальний момент M з моментом M_f , який може сприйняти полиця тавра, вважаючи її цілком стиснутою при $x = h_f$ (момент M_f записано відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури):

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} (d - 0,5h_f).$$

Якщо $M \leq M_f$, то $x \leq h_f$ і нейтральна вісь знаходиться у полиці. Розрахунок ведуть як для елементів прямокутного профілю.

Коли ж умова не виконується, тобто $M > M_f$, то нейтральна вісь проходить у ребрі. У цьому випадку тавровий переріз розбивають на два прямокутних блоки (рис. 4).

Площа арматури у розтягнутій зоні становить $A_s = A_{s1} + A_{s2}$. Кожен блок разом з відповідною арматурою A_{s1} та A_{s2} сприймає момент M_1 та M_2 , а разом $M = M_1 + M_2$.

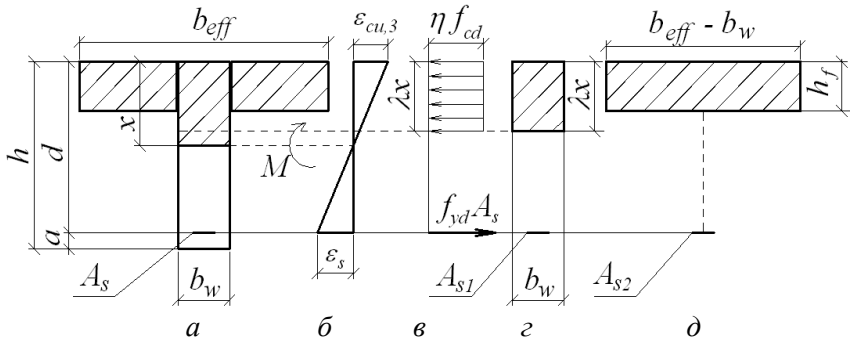


Рис. 4. До розрахунку елементів таврового профілю:
 а – переріз елемента; б – епюра деформацій; в – зусилля та напруження у перерізі; г – блок ребра перерізу; д – блок полиці

Момент M_2 , який сприймає блок полиці (рис.4, д), завжди відомий, його визначають за формулою:

$$M_2 = (b_{eff} - b_w) \cdot h_f f_{cd} (d - 0,5h_f).$$

Вираз для визначення M_2 дуже подібний до виразу M_f , тому можна підставити M_f в M_2 і отримаємо:

$$M_2 = M_f \frac{b_{eff} - b_w}{b_{eff}}.$$

Необхідна кількість арматури блока ребра перерізу A_{s1} обчислюється:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \zeta d}.$$

Необхідну кількість арматури блока полиці A_{s2} визначають з умови:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{(d - 0,5h_f) f_{yd}}.$$

Площа всієї арматури розтягнутої зони становить:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{f_{yd} \zeta d} + \frac{M_2}{(d - 0,5h_f) f_{yd}}.$$

Момент M_1 , який сприймає блок ребра (рис.4, г), становить:

$$M_1 = M - M_2.$$

Сучасні методи розрахунків у будівництві

Якщо $0,8x < h_f$, то приймають $0,8x_R = h_f$, $z_R = d - 0,5h_f$ і площу арматури A_s визначають за алгоритмом для розрахунку прямокутних перерізів шириною b_{eff} .

Алгоритм визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах таврового профілю за умовою міцності нормальних перерізів

Вихідні дані	
M , кНм; b_w , мм; b_{eff} , мм; h , мм; h_f , мм; a , мм; клас бетону С, f_{cd} , МПа; клас арматури, f_{yd} , МПа; $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; ξ_R	
1.	$d = h - a$
2.	$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d - 0,5h_f)$
3.	Якщо $M_f < M$, то переходять до п.4. Якщо $M_f > M$, то $x < h_f$, отже, нейтральна вісь проходить у полиці і переріз розглядають як прямокутний з шириною $b = b_{eff}$.
4.	Момент, який сприймають звиси тавра $M_2 = (b_{eff} - b_w) h_f f_{cd} (d - 0,5h_f) = (b_{eff} - b_w) M_f / b_{eff}$
5.	Момент, який сприймає стиснута частина ребра тавра $M_1 = M - M_2$
6.	$\alpha_m = M_1 / b_w d^2 f_{cd}$
7.	За обчисленим в п.6 значенням α_m за таблицею коефіцієнтів визначають відповідні значення ξ та ζ .
8.	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 9. Якщо $\xi > \xi_R$, то виконати розрахунок перерізу з подвійним армуванням.
9.	$A_s = M_1 / f_{yd} d \zeta + M_2 / (d - 0,5h_f) f_{yd}$.
10.	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = (A_s / b d) 100\% < 4\%$.
11.	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані і почати розрахунок з п.1.
12.	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013 b_w d$.

Для практичного застосування наведеного алгоритму виконаємо проектування ребристої плити покриття.

Дійсний переріз плити – «П» подібний ребристий. Для розрахунку плити у поздовжньому напрямку необхідно дійсний переріз звести до спрощеного розрахункового еквівалентного. Таким перерізом є тавр з полицею вгорі. Висота перерізу плити $h = 300$ мм. Висота полиці плити $h_f = 30$ мм. Ширина ребра розрахункового перерізу $b_w = 180$ мм. Ширина полиці розрахункового перерізу $b_{eff} = 2950$ мм.

Виконаємо розрахунок плити у поздовжньому напрямку на міцність за нормальними перерізами. Вихідні дані: бетон класу C20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа, $M = 65,38$ кНм; $h = 300$ мм; $b_w = 180$ мм; $h_f = 30$ мм; $b_{eff} = 2950$ мм; $a = 50$ мм; клас арматури A400C, $f_{yd} = 365$ МПа; $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; $\xi_R = 0,641$.

1. $d = h - a = 300 - 50 = 250$ мм;

2. $M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d - 0,5h_f) = 2950 \cdot 30 \cdot 14,5 (250 -$

$0,5 \cdot 30) = 301,56$ кНм;

3. Виконується умова $M_f > M$, тому $x < h_f$, отже, нейтральна вісь

проходить у полиці і переріз розглядають як прямокутний з шириною $b = b_{eff}$. розрахунок продовжують за алгоритмом для прямокутних профілів:

2. $\alpha_m = M / b d^2 f_{cd} = 65,38 \cdot 10^6 / (2950 \cdot 250^2 \cdot 14,5) = 0,024$;

3. За обчисленим в п.2 значенням α_m визначають відповідні значення ξ та ζ : $\xi = 0,03$; $\zeta = 0,988$.

4. Умова $\xi \leq \xi_R$ виконується, бо $\xi = 0,03 < \xi_R = 0,641$.

5. Якщо $\zeta < 0,95$, то продовжити з п. 6. Умова не виконується, оскільки $\zeta = 0,988 > 0,95$. Приймаємо $\zeta = 0,95$.

6. $A_s = M / f_{yd} d \zeta = 65,38 \cdot 10^6 / (365 \cdot 250 \cdot 0,95) = 754,2$ мм².

Підбирають армування: 2Ø22A400C, $A_s = 759,9$ мм².

7. $\rho_{min} = 0,13\% < \rho = (A_s / b d) 100\% < 4\%$.

$\rho = (759,9 / 180 \cdot 250) 100\% = 1,7\%$.

8. Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз.

Умова виконується, робоча арматура підбрана правильно.

9. У стиснутій зоні арматура за розрахунком не потрібна, її встановлюють конструктивно за умови мінімального армування

Сучасні методи розрахунків у будівництві

$A'_s = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 180 \cdot 250 = 58,5 \text{ мм}^2$. За сортаментом підбирають армування: 2Ø8A240С, $A'_s = 100,5 \text{ мм}^2$.

Рєбриста плита покриття «П» подібного перерізу має по краях два поздовжні ребра і з кроком 1,5 м п'ять поперечних ребер, два з яких торцеві, а три – рядові. Поперечні ребра називають ребрами жорсткості, оскільки саме вони забезпечують жорсткість плити і є опорами для полиці плити. Кожне поперечне ребро монолітно зв'язане з поздовжніми ребрами. Розрахункова схема поперечного ребра – однопролітна балка, навантажена рівномірно розподіленим погонним навантаженням, защемлена на краях, тому максимальні значення моментів спостерігаються на опорах і у прольоті.

Розрахунок поперечного ребра для пролітного перерізу виконуємо за наведеним алгоритмом. Вихідні дані: бетон класу С20/25, $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$, $M = 5,15 \text{ кНм}$; $h = 150 \text{ мм}$; $b_w = 70 \text{ мм}$; $h_f = 30 \text{ мм}$; $b_{eff} = 757,8 \text{ мм}$; $a = 30 \text{ мм}$; клас арматури А400С, $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$; $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; $\xi_R = 0,641$, $\alpha_R = 0,381$.

1. $d = h - a = 150 - 30 = 120 \text{ мм}$;

2. $M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d - 0,5h_f) = 757,8 \cdot 30 \cdot 14,5 (120 -$

$0,5 \cdot 30) = 34,6 \text{ кНм}$;

3. Виконується умова $M_f > M$, тому $x < h_f$, отже, нейтральна вісь проходить у полиці і переріз розглядають як прямокутний з шириною $b = b_{eff}$, розрахунок продовжують за алгоритмом для прямокутних профілів:

2. $\alpha_m = M / bd^2 f_{cd} = 5,15 \cdot 10^6 / (757,8 \cdot 120^2 \cdot 14,5) = 0,032$;

3. За обчисленим в п.2 значенням α_m визначають відповідні значення ξ та ζ : $\xi = 0,042$; $\zeta = 0,984$.

4. Умова $\xi \leq \xi_R$ виконується, бо $\xi = 0,042 < \xi_R = 0,641$.

5. Якщо $\zeta < 0,95$, то продовжити з п. 6. Умова не виконується, оскільки $\zeta = 0,982 > 0,95$. Приймаємо $\zeta = 0,95$.

6. $A_s = M / f_{yd} d \zeta = 5,15 \cdot 10^6 / (365 \cdot 120 \cdot 0,95) = 123,8 \text{ мм}^2$. За сортаментом підбирають армування: Ø14A400С, $A_s = 153,9 \text{ мм}^2$.

7. $\rho_{min} = 0,13\% < \rho = (A_s / bd) 100\% < 4\%$.

$\rho = (153,9 / 70 \cdot 120) 100\% = 1,8\%$.

8. Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз.

Умова виконується, робоча арматура підібрана правильно.

Розрахунок поперечного ребра для опорного перерізу виконуємо як для елементів прямокутного профілю за тими ж вихідними даними.

1. $d = h - a = 150 - 30 = 120 \text{ мм};$

2. $\alpha_m = M / bd^2 f_{cd} = 5,15 \cdot 10^6 / (70 \cdot 120^2 \cdot 14,5) = 0,352;$

3. За обчисленим в п.2 значенням α_m визначають відповідні значення ξ та ζ : $\xi = 0,57$; $\zeta = 0,772$.

4. Умова $\xi \leq \xi_R$ виконується, бо $\xi = 0,57 < \xi_R = 0,641$.

5. Якщо $\zeta < 0,95$, то продовжити з п.6. Умова виконується, $\zeta = 0,772$.

6. $A_s = M / f_{yd} d \zeta = 5,15 \cdot 10^6 / (365 \cdot 120 \cdot 0,772) = 152,3 \text{ мм}^2$. За сортаментом підбирають армування: $\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$, $A_s = 153,9 \text{ мм}^2$.

7. $\rho_{min} = 0,13\% < \rho = (A_s / bd) 100\% < 4\%$.

$\rho = (153,9 / 70 \cdot 120) 100\% = 1,8\%$.

8. Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз.

Умова виконується, робоча арматура підібрана правильно.

9. У стиснутій зоні арматура за розрахунком не потрібна.

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України: ДБН В.2.6-98:2009. – Чинні від 01.06.11. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010 – Чинний від 01.06.11. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – Національний стандарт України.

3. ДСТУ 3760-2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. – К.: Мінбуд України, 2006. – 20 с.

4. Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, December, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 р. – Європейський стандарт.

5. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів, нормальних та похилих до поздовжньої осі, згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009: Навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2012. – 62 с.

6. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунком за СНиП 2.0301-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтов та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

УДК 624.012.3.07

**ПОРІВНЯННЯ РОБОТИ МОНОЛІТНИХ БАЛОК
ПЕРЕКРИТТЯ В ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА**

**COMPARISON OF WORK MONOLITHIC BEAMS IN THE
PROGRAMMATIC COMPLEX LIRA**

**Задорожнікова І.В., к.т.н., доцент, Ужегова О.А., к.т.н., доцент,
Ротко С.В., к.т.н., доцент, Гордієнко А.В., студент групи БДНм-61,
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Zadorozhnikova I., Ph.D in Engineering, associate professor,
Uzhogova O., Ph.D in Engineering, associate professor, Rotko S., Ph.D in
Engineering, associate professor, Hordienko A.V., student of ICBm-61,,
(Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Дослідили роботу нерозрізних монолітних залізобетонних, та комбінованих сталевібробетонних балок перекриття в програмному комплексі ЛІРА за допомогою нелінійного розрахунку та порівняли їх несучу здатність та ресурсоемкості.

Studied the work of a continuous monolithic concrete and composite steel fiber concrete beams in the software system LIRA by means of a nonlinear calculation and compared them to the carrying capacity . On the basis of the data concluded that the use of solid monolithic beams of the ceiling, instead of the usual concrete, steel fiber concrete matrix, allows to reduce the deflections in structures up to 19%. Also steel fiber reinforced concrete takes significantly large transverse and longitudinal forces that can reduce the amount of transverse reinforcement in the frame. Economy in terms of the cost of the beam remains approximately at the same level, but reduced the production time of reinforcement.

Ключові слова: нерозрізні балки, бетон, сталевібробетон, прогин, напруження, деформації.

Keywords: beams, concrete, steel fiber concrete, deflection, tension, strain.

Перспективним напрямком удосконалення залізобетонних конструкцій є підвищення їх міцності, жорсткості і тріщиностійкості за рахунок використання статично невизначених конструкцій. Особливе місце займають статично невизначені (нерозрізні) залізобетонні балки, так як у них найбільш раціонально використовуються в роботі її складові матеріали – бетон і арматура.

Використання нерозрізних балок в конструкціях монолітних перекриттів має суттєву перевагу щодо безбалкового перекриття в матеріалоемності, хоча часу на зведення такого перекриття потрібно більше.

Під час експлуатації нерозрізні конструкції піддаються впливу різних одноразових та повторних навантажень, під час яких збільшуються прогини та розкриваються тріщини, що може призводити з часом до корозії армування. Тому однією з основних вимог при проектуванні є підбір таких характеристик матеріалу які б зповна відповідали вимогам міцності, тріщиностійкості і ресурсоекономності водночас.

Одними із перспективних конструкційних матеріалів є дисперсно-армований матеріал – сталевібробетон [1, 2, 3].

Сталевібробетон має ряд переваг перед залізобетоном. Однак робота сталевібробетону в нерозрізних несучих конструкціях є маловивченою, тому в даній роботі поставлено за мету, за допомогою програмного комплексу ЛІРА провести моделювання роботи двопролітних комбінованих залізобетонних балок перекриття із сталевібробетонною матрицею (далі СФБ балки) та стержневою арматурою, а також порівняти їх із звичайними нерозрізними залізобетонними балками (далі ЗБ балки).

Для порівняння роботи залізобетонних і сталевібробетонних нерозрізних балок, були обрані головні балки перекриття типового поверху будівлі. Особливості моделювання в тому, що ПК ЛІРА дозволяє провести нелінійний розрахунок конструкції із врахуванням реальних характеристик деформування матеріалу [4, 5]. Для експерименту було розроблено дві задачі в яких були змодельовані дві однакові за розмірами балки:

- 1) залізобетонна двопролітна (ЗБ) балка;
- 2) комбінована залізобетонна балка із сталевібробетонною матрицею та стержневою арматурою (СФБ балка).

Переріз балок становить 30х50 см, довжина прольотів 6 м. На балки опирається монолітна залізобетонна плита перекриття

Сучасні методи розрахунків у будівництві

товщиною 15 см. Балки розраховувались на реальне експлуатаційне навантаження із вантажної площі 72 м², яке діє в проєктованій будівлі (рис.1.).

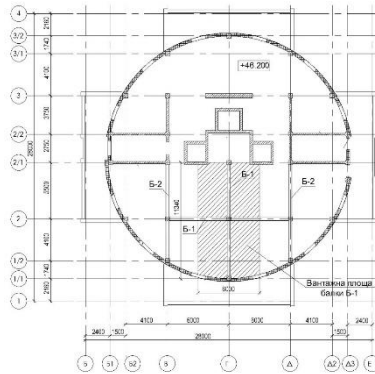


Рис. 1. Схема розміщення балок

Рівномірно розподілене навантаження на балку становить
 $q=(4.9+1.8)*72/12 = 40.2 \text{ кН/м}$

Армування балки підбиралось в результаті попереднього розрахунку балки як статично невизначеної системи (рис. 2).

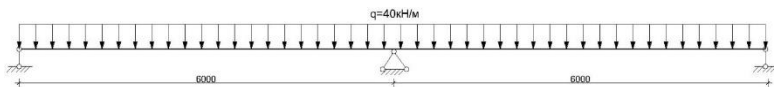


Рис. 2. Розрахункова схема балки

Попередній розрахунок проводився у підпрограмі балка, програмного комплексу МОНОМАХ.

Для балки задавався обраний переріз 30x50 см, ширина опор 50 см, чиста довжина прольоту 5,5 м (рис. 3).

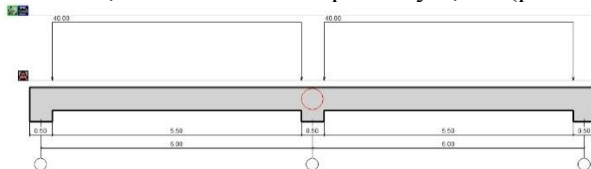


Рис. 3. Розрахункова схема балки в ПК МОНОМАХ

В результаті автоматичного розрахунку були отримані епюри згинальних моментів, поперечної сили та епора матеріалів (рис.4,5)

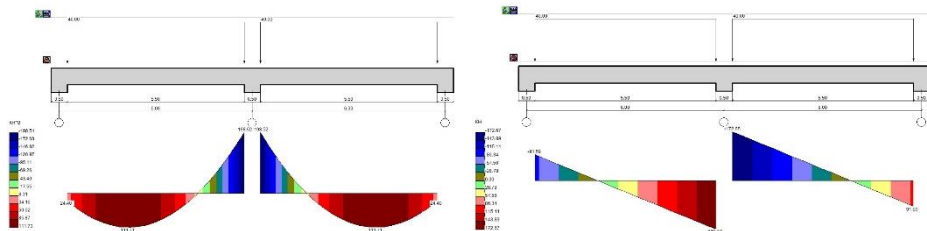


Рис. 4. Епюри згинальних моментів та поперечних сил

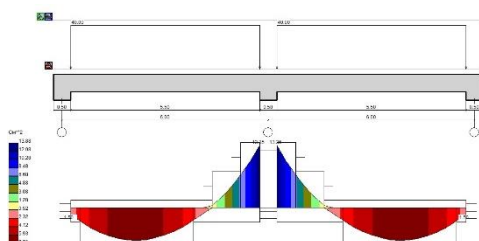


Рис. 5. Епюра матеріалів

В результаті попереднього розрахунку було прийняте армування для обох досліджуваних балок каркасами із робочою арматурою в нижній зоні в прольотах $2\text{Ø}16+2\text{Ø}14$ А400С і над опорою у верхній зоні $2\text{Ø}14+2\text{Ø}16+2\text{Ø}18$ А400С.

Поперечне армування для ЗБ балок прийняте $2\text{Ø}8$ А400С з кроком 150 мм у приопорній ділянці, з кроком 300 мм в прольотах.

Для СФБ балки поперечне армування прийняте $2\text{Ø}8$ А400С із кроком 300 мм у приопорних ділянках. У прольотах поперечне армування не приймалось, так як металева фібра рівномірно розподілена по об'єму також сприймає поперечні зусилля.

На основі прийнятого армування балки були змодельовані в ПК ЛПА у вигляді двох задач.

Моделювання фізичної нелінійності матеріалів конструкцій у ПК ЛПА виконували за допомогою фізично нелінійних скінченних елементів. В даному випадку балки моделювались з квадратних пластинок розміром 5×5 см із заданою розрахунковою товщиною 30 см. В загальному балка моделювалась із 240 пластинок по довжині і 10 по висоті (рис. 6,7).



Рис. 6. Розрахункова схема балки в ПК ЛІРА

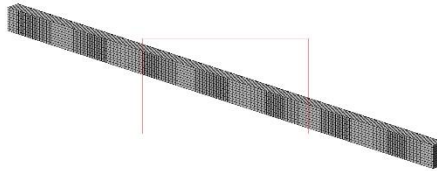


Рис. 7. 3D вигляд балки в ПК ЛІРА

Для надання жорсткості елементам використовувалась інформація із розвинутої бібліотеки законів деформування. Бібліотека законів деформування дозволяє враховувати практично будь-які фізично нелінійні властивості матеріалу (рис. 8).

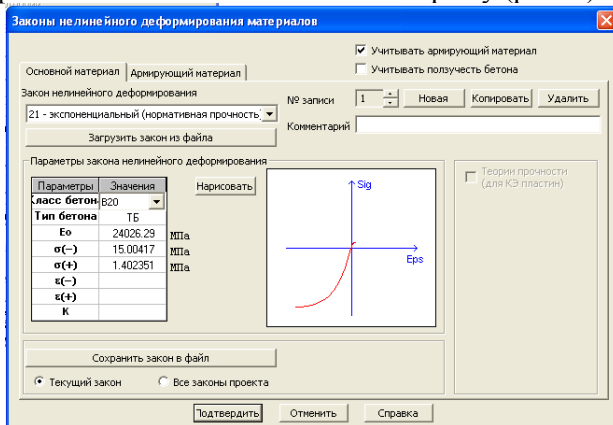


Рис. 8. Параметри бетону для ЗБ балки

Для моделювання бетону СФБ балки використовувалась діаграма деформування реального сталевібробетону на основі випробувань кубів розміром 15x15x15 см та призм 15x15x60 см, на стиск і 10x10x60 см на розтяг (рис. 9). Бетон мав такі технічні характеристики: середня кубикова міцність $f_c = 34$ МПа; призмova міцність $f_{cd} = 24,2$ МПа. Міцність сталевібробетонної матриці на розтяг становила $f_{ctd} = 1,5$ МПа, при прийнятому відсотку армування фібрами 1.5% від об'єму.

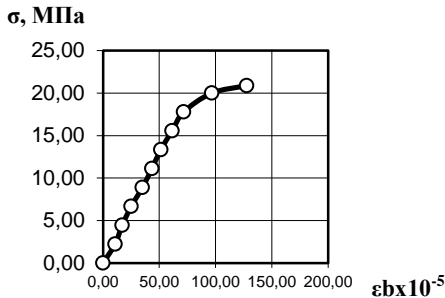


Рис.9. Діаграма деформування сталевібробетонних призм

Для моделювання бетону СФБ балки був вибраний кусочно-лінійний закон деформування який дозволяє вводити дані покроково з отриманих результатів випробування призм та кубиків (рис. 10). В таблицю параметрів закону нелінійного деформування вносяться значення напруження бетону і значення деформацій. За допомогою цього закону можна детально змоделювати діаграму розтягу бетону.

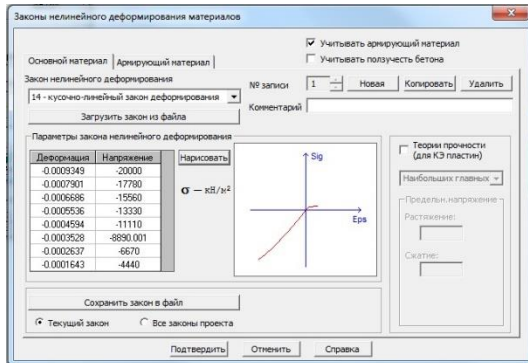


Рис. 10. Задані параметри сталевібробетону в ПК ЛІРА

Для моделювання роботи арматури також використовується нелінійний експоненціальний закон деформування (рис. 11). В тих пластинках де в балці знаходиться поздовжня арматура – задається процент армування відносно осі X який дорівнює кількості запроєктованої арматури (рис. 12).

Поперечна арматура для ЗБ балки задається відсотком армування в пластинках відносно осі Z. Основна стержньова арматура для ЗБ балки і СФБ балки задавалась однаково.

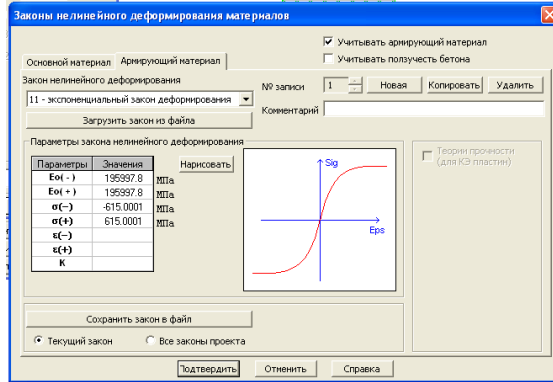


Рис. 11. Параметры материала арматуры для балок

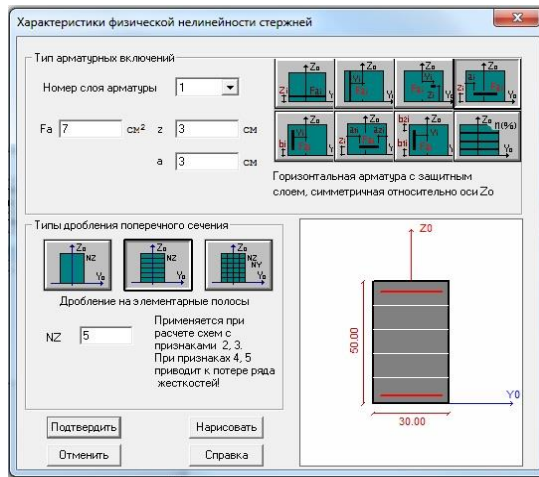


Рис. 12. Параметры армування ЗБ та СФБ балок

Результати експериментальних досліджень

В задачах балки піддавалися дії одноразового рівномірно розподіленого навантаження яке становило 40кН/м. Навантаження в процесорі програми прикладалося покроково, всього 10 кроків, в результаті чого можна було спостерігати за інтенсивністю деформування пластинок балок протягом навантаження (рис.13, 14).

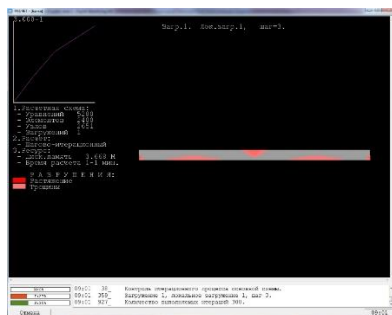


Рис. 13. Процес розрахунку в ПК ЛІРА



Рис. 14. Масштабована схема деформування після розрахунку для ЗБ та СФБ балок

В результаті нелінійного розрахунку були отримані ізополя переміщень і напружень N відносно осей X, Z .

Графічні результати розрахунку ЗБ балки

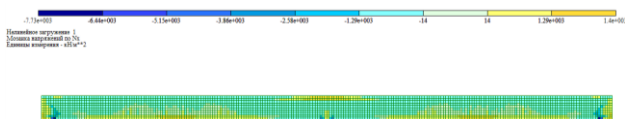


Рис. 15. Ізополя напружень N_x

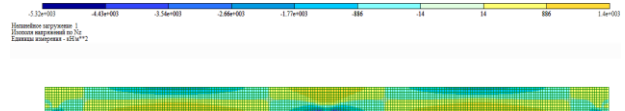


Рис. 16. Ізополя напружень N_z

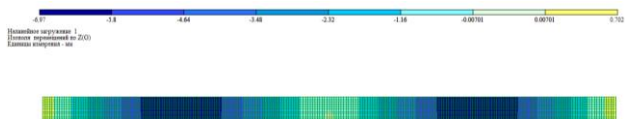


Рис. 17. Ізополя переміщень по осі Z

Графічні результати розрахунку СФБ балки

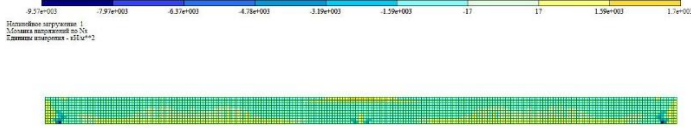


Рис. 18. Ізополя напружень N_x

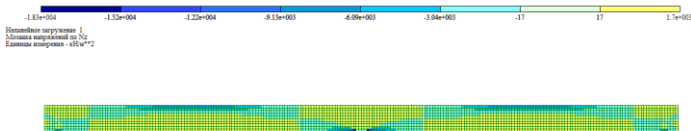


Рис. 19. Ізополя напружень N_z

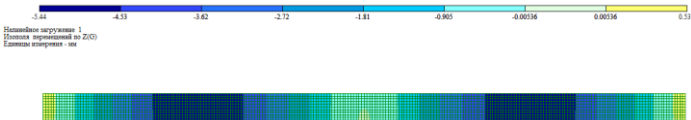


Рис. 20. Ізополя переміщень по осі Z

В результаті аналізу максимальних перміщень вузлів по осі Z можна побудувати і порівняти графіки прогинів балок (рис.21).

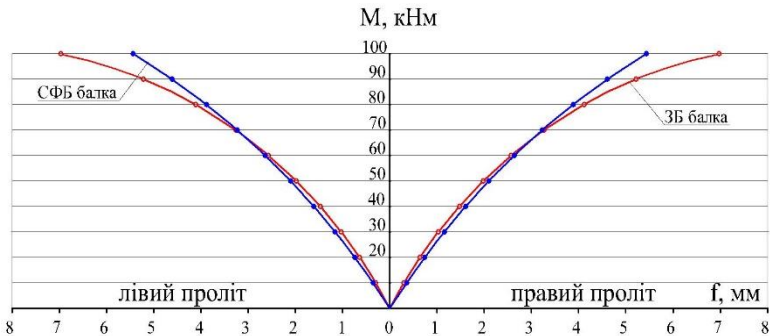


Рис. 21. Залежність прогинів в балках від згинального моменту в прольоті

Як видно з графіку максимальний прогин залізобетонної балки становить 6,97 мм, а сталевібробетонної 5,44, що на 19% менше. Це пояснюється тим що сталевібробетон має значно більшу здатність працювати на розтяг в порівнянні зі звичайним бетоном.

Також, як видно по ізополям напружень, бетон у СФБ балці сприймає більші зусилля в порівнянні із ЗБ балкою як по осі X та і по Z. У залізобетонній балці максимальні значення напружень стиску $N_x = -1290 \text{кН/м}^2$, $N_z = -2660 \text{кН/м}^2$. Для СФБ балки $N_x = -1690 \text{кН/м}^2$, $N_z = -4330 \text{кН/м}^2$. Що є більшим на 30% і 65% відповідно. Додатні значення напружень обмежуються міцністю бетону на розтяг, яка у сталевібробетоні значно вища. З отриманих результатів видно що рівномірно розподілена фібра сприймає значні поздовжні і поперечні зусилля і дозволяє зменшити кількість поперечної арматури. На основі цих даних також можна стверджувати що нерозрізні балки мають значно більшу тріщиностійкість.

Висновки:

1) Використання в нерозрізних монолітних балках перекриття, замість звичайного бетону, сталевібробетонної матриці, дозволяє зменшити прогини в конструкціях до 19%.

2) Сталевібробетон сприймає значно більші поперечні і поздовжні зусилля, що дозволяє зменшити кількість поперечної арматури в каркасі.

3) В економічному плані вартість балки залишається приблизно на тому ж рівні, але зменшується час виготовлення армування.

1. Сунак О.П. Сталевібробетонні конструкції: Навчальний посібник. - К.:ІЗіМН, 1999. - 158 с. 2. Сухоносова І.В. Підсилення залізобетонних згинальних елементів у стиснутій зоні сучасними матеріалами // Наукові нотатки. Луцьк: ЛДТУ, 2003. - Вип. 13.- С. 335-340. 3. Сунак П.О. Оцінювання надійності сталевібробетонних елементів. Дис...канд. техн. наук. Луцьк 2000. – 155 с. 4. Григорчук А.Б. Оцінка напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклового знакозмінного навантаження з використанням ПК Ліра // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць – Рівне:НУВГП, 2011 – Випуск 22- С. 272-277. 2. 5. Програмный комплекс ЛИРА-САПР. Учебное пособие/ Д.А. Городецкий, М.С.Барабаш, Р.Ю.Водопьянов и др. под редакцией А.С.Городецкого.-, 2013 г.-376 с.

УДК 624.012.25: 539.319.00.24

**СКОРЕГОВАНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ
ПРОСТОРОВИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗВИЧАЙНО АРМОВАНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРЯМОКУТНОГО
ПРОФІЛЮ З ПОДВІЙНИМ АРМУВАННЯМ ПРИ ЗГІНІ З
КРУЧЕННЯМ НА ОСНОВІ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ**

**ADJUSTED METHOD OF CALCULATION OF
DURABILITY OF SPATIAL CUTS OF THE USUALLY
REINFORCED REINFORCE-CONCRETE ELEMENTS OF
RECTANGULAR PROFILE WITH DOUBLE RE-
ENFORCEMENT AT BEND WITH TWISTING ON BASIS OF
DEFORMATION MODEL**

**Клюка О.М., к.т.н., доц. (Кременчуцький національний
університет імені Михайла Остроградського)**

**Kluka L., cand. tehn. nauk., associate professor, (Kremenchuk
Mykhailo Ostrohradskyi National University)**

Виходячи з аналізу власних досліджень запропонована скорегована методика визначення міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі.

This article presents a critical analysis of the previous publications of the author related to the determination of the bearing capacity of course reinforced concrete elements of rectangular cross-section with single and double reinforcement on their own methodology taking into account only the three branches of transverse reinforcement, peresta inclined crack fracture. It is noted that the flexible elements in the presence of torques, it is necessary to arrange the closed clamps to create the internal torque for the perception of tensile stresses from the torque due to external load. Based on these considerations, the proposed adjusted method of determining the bearing capacity of reinforced concrete elements of rectangular section with double reinforcement with all four branches of the transverse reinforcement.

Ключові слова: міцність, згин з крученням, подвійне армування, деформаційна модель.

Keywords: durability, bending with torsion, double reinforcement, deformation model.

Україна виявилася останньою із держав бувшого СНД, яка перейшла на розрахунок міцності поперечних перерізів залізобетонних елементів під дією зовнішнього навантаження на основі деформаційної моделі, згідно з якою напруження за висотою стиснутої зони бетону розподіляються за криволінійним законом [1]. Що стосується розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів, що працюють в умовах сумісної дії крутного та згинаючого моментів, українські норми, по аналогії з білоруськими та російськими, зберегли схему розташування стиснутої зони бетону по лінії, що з'єднує кінці похилої тріщини руйнування, розташовані на протилежних гранях поперечного перерізу, а також рекомендують враховувати поздовжню робочу арматуру та тільки одну гілку поперечної арматури, розташовану біля грані, протилежної розташуванню стиснутої зони бетону.

В роботі [2] запропонована методика визначення несучої здатності звичайно армованих елементів прямокутного поперечного перерізу з одиночним та подвійним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі. В основу розрахунку покладена власна методика визначення критичної деформації бетону ε_{cl} в граничній стадії, розроблена на основі виконаних експериментально-теоретичних досліджень. В роботі [3] запропоновано уточнений метод розрахунку міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням з урахуванням трьох гілок поперечної арматури, пересічених похилою тріщиною руйнування, а також верхньої гілки поперечної арматури, розташованої в стиснутій від згину зоні бетону, напруження в якій були розтягуючі, викликані крутним моментом, при згині з крученням на основі деформаційної моделі.

В роботі [4] запропонована методика визначення міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням з урахуванням трьох гілок поперечної арматури, пересічених похилою тріщиною руйнування, при згині з крученням, на основі

деформаційної моделі, за умови визначення величини напружень за висотою стиснутої зони бетону поліномом п'ятого ступеню у вигляді

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{i=1}^5 \alpha_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^k, \quad (1)$$

як це запропоновано авторами роботи [5], а в роботі [6] – те ж саме, але з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури.

Скорегувати методику розрахунку міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури та визначенням величини напружень за висотою стиснутої зони бетону поліномом п'ятого ступеню у вигляді (1).

Слід зазначити, що в згинальних елементах, при наявності крутних моментів, обов'язково необхідно влаштовувати закриті хомути для створення внутрішнього крутного моменту для сприйняття розтягуючих напружень від крутного моменту, викликаного зовнішнім навантаженням. Внутрішній крутний момент повинен складатися із двох пар зусиль в стрижнях як вертикальних, так і горизонтальних гілок поперечної арматури, симетрично розташованих відносно центру кручення, який у прямокутному перерізі співпадає з його геометричним центром. Виходячи з цих міркувань, метою даної роботи є корекція розрахункових формул, запропонованих в роботі [6] для визначення несучої здатності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням, що зазнають згину з крученням, на основі деформаційної моделі з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури. Ця методика розрахунку базується на розрахунковій схемі (рис. 1, 2), в якій криволінійна епюра напружень в стиснутій зоні бетону висотою z_f замінюється прямокутною епюрою з умовною висотою $z \leq z_f \leq z_{fl}$, де z_{fl} – гранична висота стиснутої частини перерізу з рівномірно розподіленим напруженням в бетоні f_{cd} .

Для звичайно армованого прямокутного перерізу з поздовжньою робочою арматурою, розташованою як в розтягнутій, так і в стиснутій зонах бетону (рис. 1), умови рівноваги зусиль в

Сучасні методи розрахунків у будівництві

$$N_{sob} = \bar{q}_{yod} b \operatorname{ctg} \varphi ; \quad (7)$$

$$N_{soh} = \bar{q}_{yod} h \operatorname{ctg} \varphi ; \quad (8)$$

де $\bar{q}_{yod} = f_{yod} A_{s\omega} / s$ – погонне зусилля в поперечних стрижнях (рис. 2), віднесене до одиниці довжини елемента; на початковому етапі розрахунку крок s та діаметр d_ω поперечних стрижнів приймаються конструктивно залежно від розмірів поперечного перерізу згинального елемента при поки що невідомому діаметрі поздовжньої робочої арматури, які потім можливо коригуються при перевірці несучої здатності елемента на дію крутного моменту;

N_c – нормальне до площини стиснутої зони бетону зусилля, що сприймається стиснутим бетоном просторового перерізу. Величина цього зусилля (рис. 2) визначається за формулою:

$$N_c = \int_0^z \sigma_c dA = b \int_0^z \sigma_c dz = b \int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c , \quad (9)$$

де ε_c – відносна деформація крайнього верхнього стиснутого волокна бетону;

ΣX – сума проєкцій всіх внутрішніх зусиль на вісь, що проходить через точку перетину вертикальної осьової лінії Z із нейтральною лінією $O-O$ перпендикулярно площині стиснутої зони бетону:

$$\Sigma X = N_s \sin \alpha - N'_s \sin \alpha + N_{sob} \cos \alpha - N_c = 0, \quad (10)$$

де:

$$N_s = \sigma_s A_s = E \varepsilon_s A_s ; \quad (11)$$

ε_s – деформація крайнього волокна поздовжньої розтягнутої арматури;

$$N'_s = \sigma'_s A'_s = E \varepsilon'_s A'_s ; \quad (12)$$

ε'_s – деформація крайнього волокна поздовжньої стиснутої арматури.

З використанням залежності “ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ” у вигляді (1) формула (9) набуває вигляду:

$$N_c = f_{cd} b z \times \left(\alpha_1 \frac{\varepsilon_c}{2\varepsilon_{cl}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_{cl}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_c^3}{4\varepsilon_{cl}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_c^4}{5\varepsilon_{cl}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_c^5}{6\varepsilon_{cl}^5} \right), \quad (13)$$

де α_k – коефіцієнти, що визначаються згідно з [5].

З урахуванням (11), (12) і (13) складові рівняння (10) набувають вигляду:

$$N_s = EA_s \times \frac{\varepsilon_c}{z} (d - z); \quad (14)$$

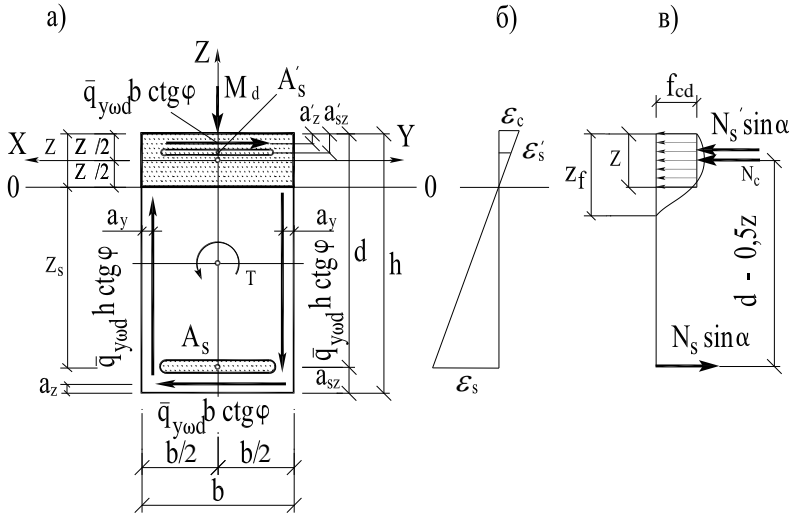


Рис. 2. До розрахункової схеми для визначення несучої здатності звичайно армованого залізобетонного елемента прямокутного профілю з подвійним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури:

а – поперечний переріз залізобетонного елемента; б – епюра деформацій; в – епюра внутрішніх зусиль в поперечному перерізі

$$N'_s = EA'_s \times \frac{\varepsilon_c}{z} (z - a'_{sz}); \quad (15)$$

$$N_c = f_{cd} b z \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^k. \quad (16)$$

Моменти, які сприймаються поздовжньою розтягнутою (M_s), поздовжньою стиснутою (M'_s) і поперечною (M_{sob} і M_{soh}) арматурою та стиснутою зоною бетону M_c відносно нейтральної осі $O - O$ просторового перерізу, визначаються за формулами:

$$M_s = \sigma_s A_s z_s = E \varepsilon_s A_s z_s = E A_s \frac{\varepsilon_c}{z} (d - z)^2; \quad (17)$$

$$M'_s = \sigma'_s A'_s z'_s = E \varepsilon'_s A'_s z'_s = E A'_s \frac{\varepsilon_c}{z} (z - a'_{sz})^2; \quad (18)$$

$$M_{sob} = N_{sob} \cos \alpha (h - a_z - z); \quad (19)$$

$$M_{soh} = N_{soh} h \operatorname{ctg} \varphi \sin \alpha; \quad (20)$$

$$M_c = \int_0^z \sigma_c z dA_c = b \int_0^z \sigma_c dz = b \int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (21)$$

З урахуванням виразу (1) формула (21), за якою визначається згинаючий момент, що сприймає стиснута зона бетону, набуває вигляду:

$$M_c = f_{cd} b z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^k. \quad (22)$$

Сумарний згинаючий момент, що сприймається поздовжньою розтягнутою і стиснутою та всіма стрижнями поперечної арматури, визначається за формулою:

$$M_s + M'_s + M_{sob} + M_{soh} = E A_s \frac{\varepsilon_c}{z} (d-z)^2 + E A'_s \frac{\varepsilon_c}{z} (z-a'_{sz})^2 + \\ + N_{sob} \cos \alpha (h - a_z - z) - N_{soh} h \operatorname{ctg} \varphi \sin \alpha. \quad (23)$$

Підставляючи вирази (22) і (23) у (4), отримаємо

$$M_d \sin \alpha + T \cos \alpha = E A_s \frac{\varepsilon_c}{z} (d-z)^2 + E A'_s \frac{\varepsilon_c}{z} (z-a'_{sz})^2 + \\ + N_{sob} \cos \alpha (h - a_z - z) - N_{soh} h \operatorname{ctg} \varphi \sin \alpha + f_{cd} b z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^k. \quad (24)$$

Розв'язуючи це рівняння відносно M_d з урахуванням того, що $\psi = T : M_d$, отримуємо розрахункову формулу для визначення міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з подвійною арматурою з урахуванням всіх гілок поперечної арматури та визначенням величини напружень за висотою стиснутої зони бетону поліномом п'ятого ступеню (1) при згині з крученням, у вигляді

$$M_d = \frac{1}{\sin \alpha + \psi \cos \alpha} \times \left\{ E A_s \frac{\varepsilon_c}{z} (d-z)^2 + E A'_s \frac{\varepsilon_c}{z} (z-a'_{sz})^2 + N_{sob} \cos \alpha (h - a_z - z) - N_{soh} h \operatorname{ctg} \varphi \sin \alpha + f_{cd} b z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^k \right\}, \quad (25)$$

в якій критична деформація бетону ε_{cl} визначається за запропонованою автором роботи [2] формулою

$$\varepsilon_{cl} = 0,00074 f_{cd}^{0,31}, \quad (26)$$

отриманою на підставі виконаних власних експериментально-теоретичних досліджень.

В формулі (25) параметр z визначається методом поступового наближення до досягнення необхідної точності не нижче 5 %.

Після цього за формулою

$$T = \psi M_d \quad (27)$$

визначають величину крутного моменту T , що сприймається просторовим перерізом елемента прямокутного перерізу з одиночною арматурою при згині з крученням.

Висновки.

1. У зв'язку з наявністю крутного моменту, викликаного зовнішнім навантаженням, в роботі аргументована необхідність влаштування закритих хомутів в поперечному перерізі звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу з подвійним армуванням, що працюють в умовах сумісної дії згинаючого та крутного моментів.

2. Отримані рівняння дозволяють виконувати розрахунок міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного перерізу з подвійним армуванням при сумісній дії згинаючого та крутного моментів на основі деформаційної моделі з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури та визначенням величини напружень за висотою стиснутої зони бетону поліномом п'ятого ступеню у вигляді (1).

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 98 с. 2. Клюка О.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів при згині з крученням на основі нелінійної деформаційної моделі. Дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук за спец. 05.23.01– будівельні конструкції, будівлі та споруди / Полтава: Полтавський НТУ ім. Ю. Кондратюка, 2010. – 163 с. 3. Клюка О. М., Жорняк М. С. Уточнений метод розрахунку міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі. / Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельні конструкції», випуск 78, книга 1. – К.: ДП НДІБК – 2013. – С. 558-564. 4. Клюка О. М., Жорняк М. С. До визначення міцності просторових перерізів звичайно армованих елементів прямокутного профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, випуск № 47. – Одеса – 2012. – С. 148-153. 5. Бамбура А.Н., Гурковский А.Б. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / Збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2003. – Випуск 59. – Книга 1. – С. 121-130. 6. Клюка О. М. Скорегований метод розрахунку міцності

просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі. / Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельне виробництво». – К.: НДІБВ, 2016, №60. – С. 47-52.

УДК 624.012.25:539.431

**ВИЗНАЧЕННЯ ЗУСИЛЬ В ДВОШАРНІРНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРКАХ З ВРАХУВАННЯМ
ПЕРЕРОЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ ПРИ ПОВТОРНИХ
НАВАНТАЖЕННЯХ**

**DETERMINATION OF EFFORTS IN TWO-HINGED
REINFORCED-CONCRETE ARCHES TAKING INTO ACCOUNT
REDISTRIBUTION OF EFFORTS AT THE REPEATED
LOADINGS**

Кислюк Д.Я. к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

**Kyslyuk D.Ya. Ph.D., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,
(Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Наведено методику розрахунку двохшарнірних залізобетонних арок із врахуванням перерозподілу зусиль при повторних навантаженнях. Результати дослідження роботи арок при різних режимах одноразового та малоциклового навантаження.

Concrete arches are widely used in the construction of various buildings. There are fixed arches, two-hinged arches, and three-hinged arches. The horizontal arch thrust is perceived with the tie, but also it can be transmitted on the other constructions such as frames and foundations. Arches which are used in industrial and civil building coverings and also in structures can be subjected to repeated loadings and sometimes to over-loadings which significantly influence on stress-deformation state of the arch sections and ties. There can be the redistribution of efforts between the upper zone arch and tie in two-hinged arches and it affects its hardness and strength. The influence of repeated loadings and possible redistribution of efforts in the arches calculations are not considered as current regulations. And the methodology of arches

calculation with redistribution of efforts between the upper zone arch and tie is not developed yet.

The method of calculation the hinge two reinforced-concrete arches is resulted taking into account the redistribution of efforts at the repeated loadings. The of results of research of work of archs are at the different modes of the permanent and the repeated loadings stress with prestressing of efforts.

Ключові слова: залізобетон, двошарнірна арка, попереднє напруження, напружено-деформований стан, несуча здатність.

Keywords: reinforced concrete, tied arch, preliminary tension bearing ability, cycle of loading, stress-deformation state.

Вступ. Залізобетонні арки широко використовуються в складі поперечних рам виробничих будівель, в різних спеціальних спорудах. Під час експлуатації арки, як і інші будівельні конструкції можуть піддаватися повторним малоцикловим навантаженням, які можуть впливати на зміну механічних характеристик матеріалів, перерозподіл зусиль між елементами арок тощо [1, 2]. В останні тридцять років дослідженням роботи арок увага не приділялася, а як показали експериментальні дослідження двохшарнірних та замкнутих залізобетонних рам, повторні навантаження суттєво впливають на прогини ригелів, ширину розкриття тріщин, внутрішній напружено-деформований стан тощо [2,3].

З огляду на наведене поставлено задачу експериментально встановити особливість роботи двохшарнірних арок при дії на них повторних малоциклових навантажень з регулюванням зусиль і без, та порівняти їх з розрахунковими результатами.

Залізобетонні двошарнірні (статично невизначені) арки розраховують як пружні системи, приймаючи, що бетон і арматура під навантаженням працюють як абсолютно пружні матеріали, а в самих арках у розтягнутих зонах тріщини не утворюються. Розрахунок двошарнірних арок, як правило, виконують методом сил, приймаючи за невідоме зусилля в затяжці або горизонтальну реакцію нерухомої опори – X_1 , а за основну систему – криволінійний брус, показаний на рис.1,(б). В загальному випадку величина X_1 визначається шляхом розв'язку канонічного рівняння, яке виражає умову рівності нулю горизонтального переміщення рухомої опори:

$$X_1 \cdot \delta_{11} + \Delta_{1F} = 0, \quad (1)$$

де Δ_{1F} – горизонтальне переміщення правої опори, визване навантаженням F ;

δ_{11} – горизонтальне переміщення правої опори, зумовлене навантаженням $X_1 = 1$ в основній системі.

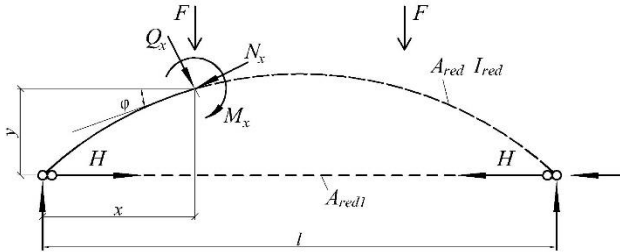


Рис. 1. Розрахункові схема двохарнірної арки

Із канонічного рівняння отримаємо вираз для визначення розпору:

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1F}}{\delta_{11}}. \quad (2)$$

Розрахунок розпору залізобетонних арок виконується з урахуванням деформацій елементів конструкції та впливу пружного обтискування арки. Для арки з затяжкою визначається коефіцієнт податливості за формулою [1]:

$$k = 1 / \left[1 + \frac{15}{8f^2} \left(\frac{l}{A_{red}} + \frac{E_c I_{red}}{E_s A_s} \right) \right] < 1. \quad (3)$$

Тоді розпір залізобетонної двохарнірної арки складає:

$$H = k \cdot X_1. \quad (4)$$

Подальший розрахунок арки виконується за допомогою звичайних формул методу сил:

$$\begin{aligned} M &= M_F + \bar{M}_1 \cdot H = M_F - y \cdot H, \\ Q &= Q_F + \bar{Q}_1 \cdot H = Q_F - H \cdot \sin \varphi, \\ N &= N_F + \bar{N}_1 \cdot H = N_F - H \cdot \cos \varphi. \end{aligned} \quad (5)$$

Як показують розрахунки, при вертикальному навантаженні вантажне переміщення мало залежить від поперечних і поздовжніх сил і цими силами при визначенні Δ_{1F} можна знехтувати. Спрощення можна ввести і при обчисленні одиничного

переміщення. Зокрема, при $f/l < 1/3$ і найбільшій висоті перерізу арки $h < l/10$ можна знехтувати поперечними силами при обчисленні δ_{11} , а при $f/l < 1/5$ – і поздовжніми силами.

Перерозподіл зусиль в статично невизначених залізобетонних конструкціях враховують на основі методу граничної рівноваги, в якому конструкцію розглядають як складену з окремих жорстких дисків, з'єднаних між собою пластичними шарнірами. Зусилля в арці можна перерозподілити таким чином, щоб отримати найбільший техніко-економічний ефект. З точки зору статичного розрахунку це рівноцінно множенню епюр згинальних моментів від зайвих невідомих на довільний коефіцієнт або додаванню до епюри моментів від зовнішнього навантаження, визначених за пружною роботою арок, додаткових епюр перерозподілу (рис. 2).

За попереднім розрахунком, отримаємо епюру моментів з рівнянь:

$$\Delta H = \frac{M_{s1} - M_{s2}}{y_1 + y_2} \quad (6)$$

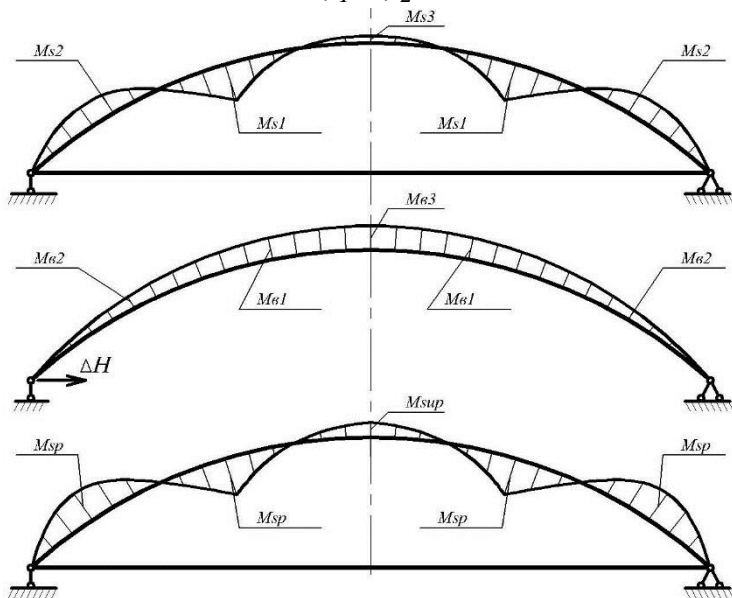


Рис. 2. Перерозподіл згинальних моментів в перерізах двохарнірної арки

Внаслідок перерозподілу зусиль максимальні значення згинальних моментів під зосередженими силами та протилежні

значення моментів виявились однаковими. Це дає змогу більш економічно використати симетричне армування по всьому перерізу, знизити трудомісткість виготовлення конструкцій, покращити якість конструкцій. На основі досліджень в будівельній лабораторії ЛуцькогоНТУ дійсної роботи двохшарнірної залізобетонної арки із затяжкою при дії повторного навантаження було вирішено детальніше дослідити вплив попереднього натягу затяжки на зусилля які виникають в арці. Було випробувано залізобетонні двохшарнірні арки, які мали загальну довжину 2160 мм зі стрілою підйому 40 см та поперечний переріз 100×140 мм [4,5].

Робота арок вивчається в гідравлічному пресі, обладнаному спеціальними траверсами. Арки випробовувалися як вільно оперті з розрахунковим прольотом $l=200$ см. Навантаження прикладувалося у вигляді зосереджених сил на відстані 40 см від осі симетрії арки через траверсу гідравлічним пресом (рис. 3) [4,5].

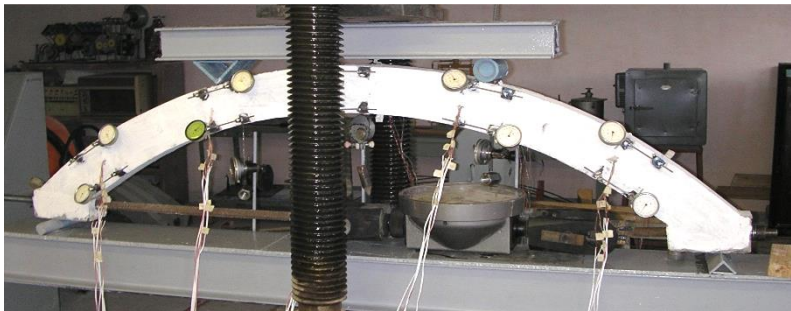


Рис.3. Схема випробування арки

Дослідні арки армовані симетрично так, щоб була можливість сприймати знакозмінні згинальні моменти в процесі навантаження, тобто передбачається, що дійсні зусилля в граничному стані будуть відрізнятись від зусиль, визначених розрахунком при пружній роботі залізобетону. При геометричних розмірах дослідних арок, значення розпору $H_{el} = X_1$ визначалося за формулою (3) і становило $H_{el} = 1,52F$. Значення розпору H_{pl} з урахуванням перерозподілу зусиль між затяжкою та верхнім поясом арки при коефіцієнті податливості затяжки $k_{th} = 0,928$ становило $H_{pl} = 1,41F$. Арки 1А-1, 2А-1 піддавались одноразовому навантаженню.

Як видно з рис. 3, при одноразовому монотонному навантаженні арки 1А-1 зусилля в затяжці H_{exp} дещо відрізняється

від теоретичного значення, а середнє значення $k_{exp,m} = 0,895$. Таким чином, експериментальне значення коефіцієнта податливості зтяжки виявилось на 3,6 % менше, ніж теоретичне.

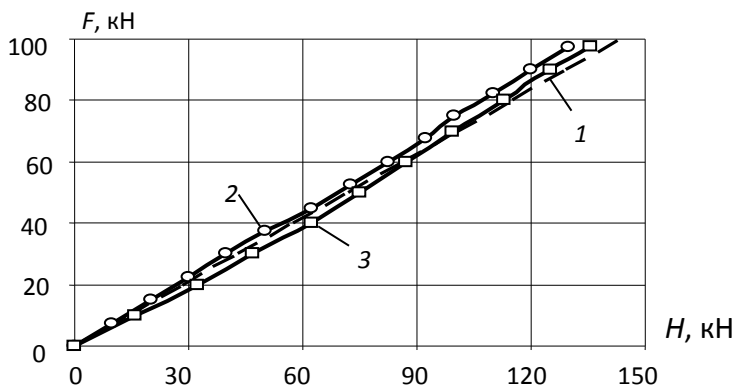


Рис.3. Залежність зусилля в зтяжці H від зовнішнього навантаження F . 1 – теоретичне; 2 – при монотонному навантаженні; 3 – після повторних навантажень

Характер роботи арки 2А-1 при одноразовому навантаженні був подібний до роботи арки 1А-1. $k_{exp,m} = 0,870$. Таким чином, Після перевищення експлуатаційного рівня навантаження спостерігається зростання пластичних деформацій в бетоні, що спричиняє перерозподіл зусиль у верхньому поясі арки та зтяжці. При одноразовому монотонному навантаженні коефіцієнт податливості зменшується від теоретичного на 7,9 %, а згинальні

Відомо, що дія малоциклових навантажень у кожному конкретному випадку спричиняє специфічні особливості деформування та руйнування конструкцій. У більшості випадків при малоциклових навантаженнях мають місце перевантаження, тобто повторювальні навантаження можуть перевищувати свої характеристичні, експлуатаційні та граничні розрахункові значення. Особливо це стосується навантажень природного походження, оскільки їхня дія не піддається статистичному узагальненню та важко моделюється за допомогою випадкових функцій. Прогресуюче після деякого числа циклів навантажень деформування блоків спричиняє прогресуючий ріст пластичних деформацій і подальше руйнування. В цьому випадку мікротріщини, що утворились у місцях концентраторів внутрішніх

напружень при завантаженні на першому циклі, не прогресуючи в макротріщини, спричиняють трансформацію початкової умовно жорсткої внутрішньої статичної системи структури матеріалу в більш деформативну. Це створює сприятливі умови для перерозподілу напружень між компонентами бетону з поступовим (у міру утворення мікротріщин у процесі повторення навантажень) послабленням і подальшою ліквідацією концентраторів напружень. Внаслідок цього, зв'язки між компонентами структури покращуються, відбувається ущільнення матеріалу, призупиняється ріст пластичних деформацій, призупинення росту пластичних деформацій (стабілізації) визначають як малоциклову пристосовність. [2,3]

Арки 1А-2, 1А-3 піддавалися короточасним малоцикловим навантаженням. Повторні навантаження змінили характер зміни деформацій в бетоні і арматурі при навантаженні на одинадцятому циклі. Залишкові деформації в розтягнутій арматурі складають 38 % та стиснутому бетоні – 35 % від максимальних деформацій на десятому циклі навантаження. Стабілізація деформацій бетону і арматури настає після шостого – сьомого циклів навантаження. До цього моменту відбувається перерозподіл зусиль між бетоном і арматурою, а після шостого циклу арка працює майже пружно. Стабілізуються не лише повні деформації, а й короточасні та залишкові.

В арках 1А-2 і 1А-3 попередні повторні навантаження вплинули на характер зміни зусилля в зтяжках на циклі навантаження до руйнування. На перших ступенях навантаження експериментальні значення зусиль H_{exp} були більшими, ніж теоретичні H_{th} , але меншими від H_r за умови абсолютно жорсткої зтяжки. При $F_{сус} = 30,0$ і $60,0$ кН середні експериментальні значення зусилля в зтяжках дорівнювали $H_{exp} = 45,5$ і $87,5$ кН, а коефіцієнт податливості – відповідно $k_{exp} = 0,997$ і $0,959$, а середнє значення більше на 5,4 % від теоретичного значення $k_{exp,m} = 0,978$. При перевищенні цього рівня при навантаженні до руйнування зусилля в зтяжках почало зменшуватися порівняно з теоретичними значеннями і при $F_{сус} = 90,0$ кН коефіцієнт податливості зменшився до $k_{exp}=0,903$. Така зміна розпору свідчить про те, що вже на першому циклі відбувся перерозподіл зусиль, на наступних – працювала більш пружно. Збільшення розпору пояснюється

стабілізацією пластичних деформацій та розвитком існуючих тріщин.

Повторні навантаження впливають на напружено-деформований стан арок. Встановлено, що стабілізація напружено-деформованого стану елементів арок відбувається залежно від рівня повторних навантажень на п'ятому – сьомому циклах. Внаслідок таких навантажень збільшується коефіцієнт податливості зтяжки (до 10 %), за рахунок зменшення жорсткості залізобетонного поясу арки. Виникнення та розвиток похилих тріщин та зростання пластичних деформацій в бетоні спричиняють перерозподіл зусиль між верхнім поясом арки та зтяжкою. Збільшується приріст розпору H та відбувається зменшення згинального моменту M .

Отже, методику для перерозподілу згинальних моментів при дії повторних навантажень (рис.2) необхідно використовувати на основі розрахунку за пружною стадією роботи, оскільки коефіцієнт податливості зтяжки наближається до одиниці. Після дії повторних навантажень розпір в зтяжці збільшується, це необхідно враховувати при розрахунку міцності елементів зтяжки та податливості зтяжки.

Висновки. Внаслідок повторних навантажень збільшується коефіцієнт податливості зтяжки, що спричиняє перерозподіл зусиль в верхньому поясі арки.

1. Барашиков А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок / Барашиков А.Я. / Киев: Будівельник, 1977.- 156 с.
2. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Бабич Є.М., Крусь Ю.О. /: Монографія. - Рівне: Видавництво Рівненського державного технічного університету, 1999.- 119 с.
3. Бабич Є.М. Вплив повторних навантажень на роботу замкнутих залізобетонних рам / Бабич Є.М., Філіпчук С.В. / Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій: Збірник наукових праць. – Львів: Каменяр, 2007. – Випуск 7. – С. 167 – 172.
4. Кислюк Д.Я. „Дослідження прогинів двохшарнірних залізобетонних арок з регулюванням зусиль в зтяжці при дії повторних навантажень”// Кислюк Д.Я. / Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди Збірник наукових праць Випуск 18 - Рівне : НУВГП, 2009р. – С. 215 – 220.
5. Кислюк Д.Я. „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при повторному навантаженні з попереднім напруженням зтяжки” / Кислюк Д.Я. / Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник Випуск №33 – Київ: КНУБА, 2009. – С. 186-194.

УДК 539.3

**ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ БІЛЯ КРУГОВОГО ШТАМПУ
ТА ТРІЩИН У ІЗОТРОПНІЙ ПІВПЛОЩИНІ**

**DETERMINATION OF STRESS AT ROUND STAMP AND
CRACKS IN THE ISOTROPIC HALF-PLANE**

**Максимович О.В., д.т.н., проф. (Луцький НТУ, м. Луцьк),
Лавренчук С.В. (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Maksimovich O.V., DSc in engineering, professor (Lutsk National
Technical University, Lutsk), Lavrenchuk S.V. (Lutsk National Technical
University, Lutsk)**

Розроблено методику визначення напруженого стану біля тріщин у півплощині, що взаємодіє із жорстким гладким штампом. Проведено дослідження контактних напружень під штампом і на берегах тріщин та коефіцієнтів інтенсивності напружень.

This article is about developing of the method of determining the stress state at the cracks in a half-plane, which interacts with a hard smooth stamp. The technique is based on the method of integral equations and takes into account contact crack shores. Integral equations are constructed in such a way that the conditions for a straight half-plane boundaries, including below stamp are satisfied completely. Contact stresses on crack shores were found using the methods of quadratic programming. Research of contact stresses under the stamp and on the shores of cracks and stress intensity factors are conducted. In some cases, the distribution of contact stresses below stamp differs significantly from the distribution of Hertz.

Ключові слова: напруження, півплощина, тріщина, круговий штамп, контактна задача.

Keywords: stress, half-plane, crack, round stamp, contact problem.

Розглянута задача визначення напружень у півплощині з тріщинами, яка перебуває під дією гладкого кругового штампа. Дослідження виконано за врахування контакту берегів тріщин.

Поставленій проблемі в літературі присвячено значна кількість робіт [1-3]. Однак, в них, як правило, умови контакту під штампом задовільнялись наближено – наперед задавався герцівський розподіл контактних напружень. Крім цього, в більшості робіт не враховувався контакт берегів тріщин.

Для визначення напруженого стану біля тріщин у пластинках складної форми широко застосовують метод граничних інтегральних рівнянь [3, 4]. Значно підвищується ефективність цього методу при побудові інтегральних рівнянь, ядра в яких забезпечують автоматичне виконання умов на деяких із границь пластинки [4]. У роботі використано такі інтегральні рівняння для дослідження напруженого стану в околі тріщин, що розміщені біля штампа в півплощині, як у праці [5]. Зазначимо, що основною перевагою таких рівнянь є те, що вони записуються тільки відносно стрибків переміщень на берегах тріщин. При цьому граничні умови на прямолінійній межі, в тому числі і під штампом, задовольняються тотожно, що дозволяє підвищити точність розв'язку.

Постановка задачі. Розглянемо півплощину $y < 0$ із тріщинами, що взаємодіє з штампом, до якого прикладена сила S_y та момент M . Прийmemo, що тріщини лежать на кривих L_1, L_2, \dots, L_I , до берегів тріщин прикладено зусилля q_T , які приймаються однаковими на протилежних берегах. Тут і далі введено позначення $q_T = N_\Gamma + iT_\Gamma$ – вектор напружень у точках, що лежать на деякій кривій Γ , де N_Γ і T_Γ – проекції, вектора внутрішніх сил на зовнішню нормаль та дотичну до кривої.

Будемо розглядати штамп, що має кругову форму, який перед навантаженням дотикається до півплощини в початку координат, в процесі навантаження центр штампу може зміщуватись у горизонтальному напрямку на деяку величину c . В зв'язку з малістю області контакту в порівнянні з радіусом R основу штампу будемо описувати рівнянням

$$f(x) = \frac{(x-c)^2}{2R} \quad (1)$$

Інтегральні рівняння задач теорії пружності для пластинок з тріщинами будують шляхом введення комплексних потенціалів для

суцільної пластинки, які враховують стрибки переміщень вздовж кривих, що лежать на тріщинах. Такі інтегральні зображення для комплексних потенціалів у випадку нескінченних пластинок з тріщинами можна записати у вигляді [5]

$$\begin{aligned}\Phi(z) &= \frac{1}{2\pi} \int_L \frac{Q(t)}{t-z} ds + \Phi_\infty(z), \\ \Psi(z) &= \frac{1}{2\pi} \int_L \left(\frac{\bar{Q}}{t-z} - \frac{\bar{t}Q}{(t-z)^2} \right) ds + \Psi_\infty(z),\end{aligned}\quad (2)$$

де функцій Φ_∞ , Ψ_∞ – комплексні потенціали для нескінченної суцільної пластинки, що відповідають прикладеному до неї навантаженню, $L = L_1 + L_2 + \dots + L_I$. Функція Q визначається через невідомі стрибки переміщень берегів тріщини за формулою [5]

$$Q = -\frac{2Gi}{(\chi+1)} \frac{d}{ds} ([u] + i[v]),$$

де $[u] = u^+ - u^-$, $[v] = v^+ - v^-$ величини зі значками (+) і (-) відносяться відповідно до лівого і правого берегів тріщини стосовно до вибраного напрямку на тріщині, G – модуль зсуву, $\chi = 3 - 4\nu$, ν – коефіцієнт Пуассона.

Для побудови аналогічного до (2) інтегрального зображення для півплощини, що взаємодіє із штампом, знайдемо спочатку комплексні потенціали $\Phi_D(z)$, $\Psi_D(z)$ для суцільної півплощини, коли ці потенціали мають особливості в довільній точці z_0

$$\Phi_D(z) \sim \frac{P}{z_0 - z}, \quad \Psi_D(z) = \frac{\bar{P}}{z_0 - z} - \frac{\bar{z}_0 P}{(z_0 - z)^2},$$

де P – довільна комплексна стала. Очевидно, що ці потенціали можна записати у вигляді

$$\Phi_D = \Phi_D(z, z_0, P), \quad \Psi_D = \Psi_D(z, z_0, P),$$

де

$$\Phi_D(z, z_0, P) = PF_0(z, z_0) + \bar{P}F_1(z, z_0),$$

$$\Psi_D(z, z_0, P) = PP_0(z, z_0) + \bar{P}P_1(z, z_0);$$

F_j, P_j – відомі функції. Тоді комплексні потенціали для півплощини і тріщинами запишуться [5] у вигляді

$$\begin{aligned}\Phi(z) &= \frac{1}{2\pi} \int_L \left[Q(t) F_0(z, t) + \overline{Q(t)} F_1(z, t) \right] ds + \Phi_p(z), \\ \Psi(z) &= \frac{1}{2\pi} \int_L \left[Q(t) P_0(z, t) + \overline{Q(t)} P_1(z, t) \right] ds + \Psi_p(z); \end{aligned} \quad (3)$$

де $\Phi_p(z), \Psi_p(z)$ – комплексні потенціали для суцільної півплощини, що навантажена штампом. Підінтегральні функції у формулах (2) і (3) мають однакові особливості. Звідси випливає, що переміщення на кривих L , які визначаються потенціалами (2) і (3) будуть мати однакові стрибки, що описуються функцією Q .

Для забезпечення умов однозначності переміщень необхідно, щоб виконувалась умова $\int_{L_j} Q ds = 0$ на кожній із тріщин.

Під час розрахунків зручно перейти до дійсних невідомих. Для цього зобразимо силу у вигляді

$$Q = 2\pi(-ig'_1 + g'_2),$$

$$\text{де } g'_1 = \frac{G}{\pi(\chi+1)} \frac{d[u]}{ds}, \quad g'_2 = \frac{G}{\pi(\chi+1)} \frac{d[v]}{ds}.$$

Тоді (3) перепишемо наступним чином

$$\begin{aligned}\Phi(z) &= \int_L \left[g'_1(t) \Phi_1(z, t) + g'_2(t) \Phi_2(z, t) \right] ds + \Phi_p(z), \\ \Psi(z) &= \int_L \left[g'_1(t) \Psi_1(z, t) + g'_2(t) \Psi_2(z, t) \right] ds + \Psi_p(z); \end{aligned} \quad (4)$$

де $\Phi_1(z, t) = -\Phi_D(z, t, i)$, $\Phi_2(z, t) = \Phi_D(z, t, 1)$; $\Psi_1(z, t) = -\Psi_D(z, t, i)$, $\Psi_2(z, t) = \Psi_D(z, t, 1)$.

Для знаходження невідомих на контурі L функцій необхідно підставити потенціали (4) у формулу для знаходження вектора напружень q_Γ на берегах тріщини. Цей вектор у точці, що лежить на дотичній до кривої Γ площині, будемо знаходити через комплексні потенціали за формулою [5]

$$q_{\Gamma}(z) = \Phi(z) + \overline{\Phi(z)} + \frac{d\bar{z}}{dz} \left[z \overline{\Phi'(z)} + \overline{\Psi(z)} \right]. \quad (5)$$

Використовуючи формули Племеля-Сохоцького, одержимо сингулярне інтегральне рівняння у вигляді

$$\int_L \left[g'_1(t) q_1(z, t) + g'_2(t) q_2(z, t) \right] ds = q_{\Gamma}(z) - q_p(z), \quad z \in L, \quad (6)$$

де $q_1(z, a)$, $q_2(z, a)$ та $q_p(z)$ – вектори напружень q_{Γ} в точці z кривої L , які будемо визначати за формулою (5) через відповідні комплексні потенціали $(\Phi_1(z, a), \Psi_1(z, a))$, $(\Phi_2(z, a), \Psi_2(z, a))$, $(\Phi_p(z), \Psi_p(z))$.

Зазначимо, що вираз зліва у співвідношенні (6) містить регулярні інтеграли та інтеграли типу Коші, які розглядаються в сенсі головного значення. Для розв'язування отриманого рівняння може бути ефективно використано метод механічних квадратур, який наведено в роботах [5, 6].

Для розв'язування поставленої задачі згідно запропонованого підходу необхідно побудувати дислокаційний розв'язок, знайти напруження під дією штампа в суцільній півплощині та врахувати можливість контакту берегів тріщини.

Дислокаційний розв'язок для півплощини, що знаходиться під дією штампа. За дислокаційний прийmemo розв'язок задачі теорії пружності для суцільної півплощини, який на її межі задовільняє наступні умови

$$\begin{cases} \tau_{xy} = 0, & \text{при } |x - c| < \infty; \\ \frac{\partial v}{\partial x} = \varepsilon, & \text{при } |x - c| < a; \\ \sigma_{yy} = 0, & \text{при } |x - c| > a; \end{cases} \quad (7)$$

тут ε – шукана невідома стала (кут повороту штампа), причому напруження під штампом задовільняють умовам

$$\int_{a_1}^{a_2} \sigma_y(x) dx = S_y, \quad \int_{a_1}^{a_2} (x - c) \sigma_y(x) dx = M, \quad a_{1,2} = c \mp a,$$

де S_y і M – сила та момент, що прикладені до штампа, які при визначенні дислокаційного розв'язку покладаємо рівними нулю.

Потенціали Мусхелішвілі Φ_D , Ψ_D , які відповідають дислокаційній задачі мають полюси в точці z_0 нижньої півплощини

$$\Phi_D \sim -\frac{A}{z-z_0}, \quad \Psi_D \sim -\gamma \frac{\bar{A}}{z-z_0} - \bar{z}_0 \frac{A}{(z-z_0)^2}, \quad (8)$$

де для такої задачі $A = P$ (комплексна стала) і $\gamma = 1$.

Поклавши введений дійсний параметр γ рівним $-\chi$ та $A = \frac{1}{2\pi(1+\chi)}(X+iY)$, отримаємо навантаження півплощини в точці z_0 зосередженою силою (X, Y) та штампом на її межі.

Введемо далі зручнішу для викладок функцію $\Omega_D(z) = \Phi_D(z) + z\Phi'_D(z) + \Psi_D(z)$, яка матиме особливість вигляду

$$\Omega_D(z) \sim -\gamma \frac{\bar{A}}{z-z_0} + \frac{(z_0 - \bar{z}_0)}{(z-z_0)^2} A. \quad (9)$$

Знайдемо комплексні потенціали так, щоб вони мали особливості вигляду (8), (9) та задовільняли умовам (7). На основі [5] зобразимо їх у вигляді

$$\begin{aligned} \Phi_D(z, z_0, A) &= f_1(z) + f_2(z) + \Phi_\Delta(z), \\ \Omega_D(z, z_0, A) &= -f_1(z) + f_2(z) + \Omega_\Delta(z); \end{aligned}$$

де

$$\begin{aligned} f_1(z) &= \frac{C(z) + \bar{C}(z)}{2}, \quad f_2(z) = \frac{B(z) - \bar{B}(z)}{X(z)}, \\ X(z) &= \sqrt{(z-c)^2 - a^2}, \quad C(z) = \frac{\alpha_1}{z-z_0} + \frac{\alpha_2}{(z-z_0)^2}, \\ B(z) &= \frac{\beta_1}{z-z_0} + \frac{\beta_2}{(z-z_0)^2}, \quad \alpha_1 = -A + \bar{A}, \quad \alpha_2 = -b_2, \\ \beta_1 &= -\frac{A + \bar{A}}{2} X_0 + \frac{b_2}{2} X_1, \quad \beta_2 = \frac{b_2}{2} X_0, \quad X_0 = X(z_0), \end{aligned}$$

$$X_1 = X'(z_0) = \frac{z_0 - c}{X_0}, \quad b_2 = (z_0 - \bar{z}_0)A.$$

Додаткові потенціали запишемо у вигляді [7]

$$\Phi_\Delta = -iD_1 + i \frac{D_0 + D_1(z-c)}{X(z)}, \quad \Omega_\Delta = -iD_1 + i \frac{D_0 + D_1(z-c)}{X(z)},$$

де D_0, D_1 – дійсні сталі, які визначимо із умови рівноваги штамп.

$$D_0 = -\frac{S_y}{2\pi} + (\gamma - 1)\text{Im} A$$

$$a^2 \pi D_1 = -4\pi \text{Im} \left[\beta_1 \left(1 - \frac{z_0 - c}{X_0} \right) + \beta_2 \frac{a^2}{X_0^3} \right] - M.$$

Знайдені величини є справедливими для дислокаційного розв'язку, якщо в них покласти $S_y = M = 0$ та $\gamma = 1$.

Наведемо розв'язок (потенціали Φ_p, Ω_p) для суцільної півплощини за дії кругового штамп, який входить у зображення (4).

Нехай головний вектор і момент сил, які прикладені до штамп рівні S_y та M відповідно, а основа штамп визнається залежністю (1). Покладемо, що ділянка контакту задана і дорівнює $2a$. Тоді умови на прямолінійній межі матимуть дещо змінений стосовно співвідношення (7) вигляд

$$\begin{cases} \tau_{xy} = 0, & \text{при } |x-c| < \infty; \\ \partial v / \partial x = \varepsilon + (x-c)/R, & \text{при } |x-c| < a; \\ \sigma_{yy} = 0, & \text{при } |x-c| > a. \end{cases}$$

Тоді комплексні потенціали будуть [7]

$$\Phi_p = iC(z-c) - iD_1 + i \frac{D_0 + D_1(z-c) - C(z-c)^2}{X(z)}, \quad \Omega_p = \Phi_p;$$

$$\text{де } C = \frac{S_y}{a_0^2 \pi}, \quad D_0 = -\frac{S_y}{2\pi} + \frac{a^2}{2} C, \quad D_1 = -\frac{M}{a^2 \pi}, \quad a_0 = \frac{\sqrt{S_y R (\chi + 1)}}{\sqrt{2\pi G}}.$$

Тут a_0 – півдовжина ділянки контакту для суцільної півплощини,

яка знайдена на основі умови, що до штампа прикладена сила S_y та момент $M = 0$ [7].

Результати розрахунків. Розглянемо півплощину $y < 0$, послаблену прямолінійною тріщиною півдовжиною l , нахиленою під кутом α до вісі Ox , координати її центру (x_c, y_c) . Прийmemo, що центр основи штампу розміщений в т. $O(0,0)$, головний вектор прикладених до штампу всіх сил дорівнює S_y , а момент дорівнює нулю. В процесі навантаження межі штампу знаходяться при $a_1 < x < a_2$, центр штампу зміститься в точку $c = \frac{(a_1 + a_2)}{2}$, тоді півдовжина ділянки контакту становитиме $a = \frac{(a_1 + a_2)}{2}$.

Відповідне інтегральне рівняння будемо розв'язувати чисельно за допомогою методу механічних квадратур [5, 6]. При знаходженні коефіцієнтів інтенсивності напружень (КІН) необхідно врахувати контакт берегів тріщин. Алгоритм розв'язування такої задачі викладений в [6]. Невідомі межі області контакту визначаються із умови, що при $y = 0$, $x = a_j$, $j = \overline{1,2}$ контактні напруження рівні 0.

При розрахунках прийmemo, що визначеною є величина a_0 . Розраховані відносні контактні напруження під штампом покладемо рівними $\sigma = a_0 \sigma_y / S_y$ при відносній довжині $d = l / a_0 = 1$, кути

нахилу тріщини $\alpha = 0^\circ$, $x_c = 0$ та при $y_c / a_0 = 1,1$ наведено на рис. 1.а суцільною кривою 1. Розміри області контакту можна визначити з цього рисунка. На ньому ж суцільною кривою 1' зображено відносні контактні напруження на берегах тріщини

$\sigma_T = a_0 \sigma_n / S_y$. Значення відносних КІН $K = K_{II} \frac{\sqrt{a}}{S_y \sqrt{\pi}}$ для

обох вершин тріщини наведено наверху рисунків, при цьому КІН $K_I = 0$. Для порівняння на рисунках штриховими лініями (2 і 2' відповідно) наведено контактні напруження для півплощини, що

перебуває під дією герцівського тиску та відповідні відносні КІН – K_G .

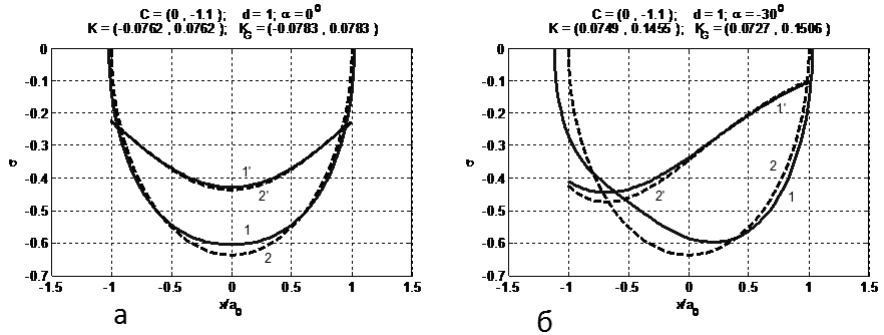


Рис. 1. Відносні контактні напруження та КІН за дії кругового штампу при $\alpha = 0^\circ$ (а) і $\alpha = -30^\circ$ (б)

На рис. 1.б наведено результати аналогічних розрахунків при $\alpha = -30^\circ$.

Далі проводячи аналогічні міркування знайдені розподіли відносних контактних під штампом, на берегах тріщини та відповідні відносні КІН для випадку нахилів тріщини $\alpha = -60^\circ$ і $\alpha = -90^\circ$ наведено на рис. 2.а,б. Так само, як і на попередньому рисунку, штриховими кривими (2 і 2') тут будуть зображені результати розрахунків під дією герцівського тиску та відповідні відносні КІН – K_G .

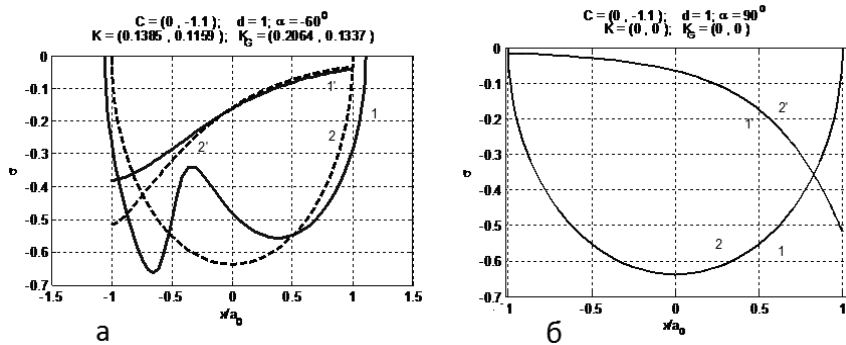


Рис. 2. Відносні контактні напруження та КІН за дії кругового штампу при $\alpha = -60^\circ$ (а) і $\alpha = -90^\circ$ (б)

Як видно з даного рисунку при $\alpha = -90^\circ$ шукані відносні розподіли для герцівського і негерцівського тиску є ідентичними. Очевидно, що не завжди герцівський підхід себе не виправдовує (хоча це швидше за все має місце лише у виключних ситуаціях).

Аналогічні результати для зсунутої тріщини при $x_c/a_0 = 0,5$ та кутів нахилу тріщини $0^\circ, -30^\circ, -60^\circ, -90^\circ$ наведено на рис. 3-4.

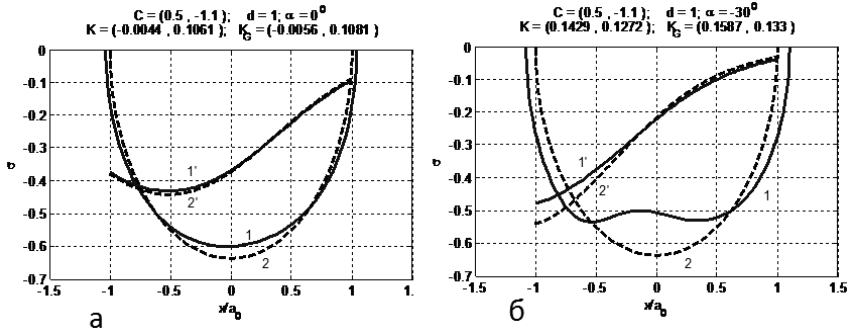


Рис. 3. Відносні контактні напруження та КІН для зсунутої тріщини при $\alpha = 0^\circ$ (а), $\alpha = -30^\circ$ (б)

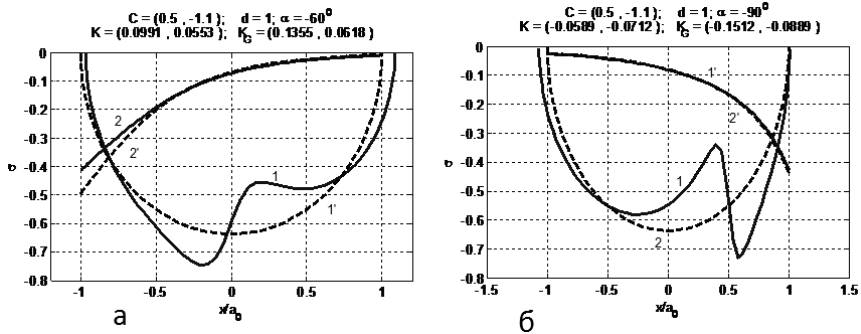


Рис. 4. Відносні контактні напруження та КІН для зсунутої тріщини при $\alpha = -60^\circ$ (а), $\alpha = -90^\circ$ (б)

На основі проведених розрахунків можна зробити наступні висновки: для всіх вище розглянутих випадків мав місце контакт берегів тріщин; при малих нахилах тріщин до межі півплощини контактні напруження під штапом близькі до герцівського розподілу; при нахилах тріщин більших за 45° та у випадку зсунутих тріщин розподіл

контактних напружень під штампом істотно відрізняється від герцівського. В зв'язку з цим отримані в літературі результати при апріорному заданні контактних напружень за розподілом Герца можуть бути знайдені з істотними похибками.

Висновок. Розроблено методику визначення напруженого стану біля тріщин у півплощині, що взаємодіє із жорстким штампом кругової форми, яка базується на методі інтегральних рівнянь і враховує контакт берегів тріщин. Інтегральні рівняння побудовані таким чином, що граничні умови на прямолінійній межі півплощини, в тому числі і під штампом виконуються тотожно. Контактні напруження на берегах тріщин знайдено з використанням методів квадратичного програмування. Проведено дослідження контактних напружень та напружень біля тріщин за строгої постановки задачі та при наближеному заданні контактних напружень за розподілом Герца.

1. Дацишин О.П. Особливості контактування берегів крайової тріщини за рухомого герцівського навантаження / О.П. Дацишин, А.Ю. Глазов, А.Б. Левус // Фізико-хімічна механіка матеріалів. – 2013. – № 5. – С. 31-42.

2. Калоеров С.О. Концентрація напружень в багатосвязних ізотропних пластинках / С.О. Калоеров, О.В. Авдюшкина, А.Б. Мироненко // Донецьк.: Донецький нац. університет, 2013. – С. 380.

3. Панасюк В.В. Контактна задача про дію штампа на границю півплощини, послабленої системою криволінійних тріщин / В.В. Панасюк, А.П. Дацьшин, Г.П. Марченко // Фізико-хімічна механіка матеріалів. – 1995. – № 6. – С. 7-16.

4. Саврук М.П. Тиск з тертям абсолютно жорсткого штампа на пружний півпростір з тріщинами / М.П. Саврук, А. Томчик // Фізико-хімічна механіка матеріалів. – 2010. – № 3. – С. 5-16.

5. Божидарнік. В.В. Визначення напружень біля штампу у півплощині з тріщинами на основі модифікованих інтегральних рівнянь / В.В. Божидарнік, О.В. Максимович, А.Д. Іващук // Наукові нотатки: Міжвузівський збірник за напрямом “Інженерна механіка”. – Луцьк, 2011. – Випуск 33. – С. 37-42.

6. Максимович О. Розрахунок напруженого стану анізотропних пластинок з отворами і криволінійними тріщинами при врахуванні контакту їхніх берегів / О. Максимович // Вісник Тернопільського державного технічного університету. – 2009. – № 3. – С. 36-42.

7. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. –М. : Наука, 1966. –708 с.

УДК 539.3

МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ҐРУНТОВИХ ПОРІД ПРИ ДОБУВАННІ СЛАНЦЕВОГО ГАЗУ ЗА ДИНАМІЧНОГО УДАРУ

SIMULATION OF THE STRESS STATE AT THE UNDERGROUND ROCKS IN SHALE GAS FRACTURING BY THE DYNAMIC EXPLOSION

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

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

У роботі розвинена методика дослідження динамічного напруженого стану пружних тіл з тунельними порожнинами та системами тунельних порожнин на основі інтегрального та дискретного перетворення Фур'є за дії вибухового навантаження, що може бути використана до моделювання напруженого стану ґрунтових порід при видобування сланцевого газу гідророзривом. Проведено числові розрахунки для пісчаних сланцевих порід та побудовані часові розподіли динамічних напружень.

The paper is developed the technique of study of the dynamic stress state of elastic bodies with tunnel cavities and systems of tunnel cavities, which are at the actions of the explosive load. It is based on the integral and discrete Fourier transforms. This method can be used for modelling the stress state of underground rocks in shale gas fracturing. Numerical calculations are done for sandy shale rocks and temporal distributions of dynamic stresses are built.

Ключові слова: тунельна порожнина, динамічний удар.

Keywords: tunnel cavity, explosive load.

Вступ. У наш час до основних перспективних напрямків розвитку країни відносять можливість отримання власного сланцевого газу. Більшість компаній, що працюють на цьому ринку,

є американськими. За використання уже існуючих технологій добування ці компанії отримують до 50% видобутого газу. Тому розробка власних технологій отримання сланцевого газу збільшить об'єми видобування без зменшення їх запасів. Технологія добування сланцевого газу поєднує у собі три основні складові: горизонтальне буріння, гідророзрив та сейсмічне моделювання.

Дана публікація присвячена розвитку методів дослідження динамічного напруженого стану тіл з тунельними порожнинами за дії вибухового навантаження. Запропонована методика може бути використана для моделювання дифракції динамічних ударних хвиль у ґрунтових породах при добування сланцевого газу. Нестационарна задача дифракції вибухових хвиль у тілах з тунельними порожнинами (плоска деформація) та пластинках з отворами (плоский напружений стан) розв'язана на основі інтегрального та числового перетворення Фур'є. У області Фур'є-зображень дослідження проводилися шляхом сумісного застосування методу граничних інтегральних рівнянь та апарату теорії функції комплексної змінної.

Аналіз останніх досліджень. Дослідження нестационарних динамічних задач для тіл з циліндричними порожнинами проводилося у [1] на основі перетворення Лапласа. Тут у замкненому вигляді отримано розв'язок для циліндрично-анізотропної пластинки у випадку плоского напруженого стану.

У роботах [2, 3] розв'язання задачі зведено до сингулярних та регулярних інтегральних рівнянь.

У [4, 5] для розв'язання антиплоских та осесиметричних динамічних задач використовується метод скінченних різниць за часом.

У роботах [6, 7] дослідження динамічного напруженого стану пластинок для випадку антиплоскої деформації за дії імпульсного навантаження проведено на основі перетворення Фур'є.

Використання інтегрального і числового перетворень Фур'є виявилось ефективним для розрахунку напружень у пластинках з отворами різної форми за дії плоских ударних хвиль [8]. Висока точність запропонованого підходу забезпечується застосуванням числового перетворення Фур'є лише на етапі визначення оригіналів напружень. Тому доцільно розвинути вище описану методику до знаходження динамічних напружень у тілах за дії розривного навантаження.

Постановка мети і задач досліджень. У роботі розглядається нестационарна задача дифракції динамічних ударних хвиль у тілах з тунельними порожнинами різної форми за дії навантаження, яке прикладене до їх границь.

Методика досліджень. Розглянемо однорідне ізотропне середовище з модулем Юнга E та коефіцієнтом Пуассона ν , що містить тунельну порожнину чи систему тунельних порожнин сталого перерізу. Позначимо через L_1, L_2, \dots, L_k контури їх перерізів, а через D — область, яку займає тіло.

Розглянемо тіло, що перебуває у стані плоскої деформації [9], що паралельна площині xOy . Відповідно до роботи [1], рівняння руху у переміщеннях має вигляд:

$$\left(c_1^2 - c_2^2\right) u_{i,ij} - c_2^2 u_{j,ii} + b_j = \frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2}, \quad (1)$$

де $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \{u_j(\mathbf{x}, t)\}$, $j = 1, 2$ — вектор переміщень довільної точки, $c_1 = \sqrt{(\lambda + \mu)/\rho}$, $c_2 = \sqrt{\mu/\rho}$ — швидкості хвиль розширення та зсуву, λ, μ — сталі Ляме, t — час, $\mathbf{b} = \{b_j\}$ — вектор масових сил. $(\cdot)_{,j}$ означає диференціювання по x_j .

Застосовуючи методику, запропоновану у [8], використаємо перетворення Фур'є [10] за часовою змінною t до рівняння руху (1):

$$\tilde{f}(x, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x, t) e^{-i\omega t} dt, \quad f(x, t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{f}(x, \omega) e^{i\omega t} d\omega. \quad (2)$$

Отримає рівняння:

$$\left(c_1^2 - c_2^2\right) \tilde{u}_{i,ij} - c_2^2 \tilde{u}_{j,ii} + \tilde{b}_j + \omega^2 \tilde{u}_j = 0, \quad (3)$$

що є еквівалентними рівнянням усталених коливань з циклічною частотою ω [1]. Виокремивши вплив часового фактору застосуванням інтегрального перетворення Фур'є, проведимо дослідження напруженого стану у області Фур'є-зображень.

Для реконструкції динамічних полів напружень за Фур'є-зображеннями змодельємо дію розривного навантаження, що прикладається до перерізу границі тунельної порожнини, у вигляді:

$$\phi(t) = \begin{cases} 0, & t < 0; \\ p_1 t^n e^{-\alpha t} H(t), & 0 \leq t \leq 1/\alpha; \\ H(t), & 1/\alpha \leq t \leq \alpha; \\ p_2 t^{n-1} e^{-t/\alpha} H(t), & t > \alpha, \end{cases} \quad (4)$$

де p_1, p_2, α, n — сталі; $H(t)$ — функція Хевісайда.

Граничні умови задачі у області Фур'є-зображень записуються у вигляді [1]:

$$\tilde{\sigma}_n|_L = \tilde{\phi}(\omega), \quad \tilde{\tau}_{sn}|_L = 0, \quad (5)$$

де $\tilde{\phi}(\omega)$ — зображення функції (4).

Для першої основної задачі потенціальне зображення загального розв'язку у переміщеннях має вигляд [9]:

$$\tilde{u}_i(\mathbf{x}, \omega) = \int_L p_j(\mathbf{x}^0, \omega) \cdot U_{ji}^*(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0, \omega) ds, \quad (6)$$

де p_1, p_2 — невідомі комплексні потенціальні функції; $L = L_1 \cup L_2 \cup \dots \cup L_k$ — границя області, Інтегрування вздовж границі проводиться за змінними $\mathbf{x}^0 = \{x_1^0, x_2^0\}$. Вирази для зображень функцій U_{ij}^* вибираються з врахуванням умов Зоммерфельда [9] у вигляді [2, 3].

Аналогічно до [8], розраховувавши на основі представлення (6) зображення напружень та задовольнивши граничні умови (5), визначимо Фур'є-зображення невідомих функцій p_1, p_2 . Зображення кільцевих напружень на границі тунельних порожнин розрахуємо на основі залежностей [9]:

$$\tilde{\sigma}_\theta = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} - \frac{1}{2} \left(e^{-2i\alpha} \left(\frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} + i\sigma_{12} \right) + e^{2i\alpha} \left(\frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} - i\sigma_{12} \right) \right),$$

де α — кут між нормаллю \vec{n} до площинки та віссю Ox_1 .

Визначення оригіналів отриманих кільцевих напружень проводиться числово основі дискретного оберненого перетворення Фур'є, що виявилось ефективним при дослідженнях динамічного напруженого стану за антиплоскої деформації [7]:

$$\sigma_\theta(T_k) = \frac{2}{T} \operatorname{Re} \left(\sum_{n=0}^{K-1} \tilde{\sigma}_\theta(\omega_n) \exp \left(2\pi i \frac{n \cdot k}{K} \right) - \sum_{n=0}^{K-1} \tilde{\sigma}_\theta(\omega_n) \right), \quad (7)$$

де K — кількість елементів дискретної вибірки, $\omega_n = 2\pi n/T$ — частоти вибірки, $T_k = \frac{kT}{K}$, $k = 0..K-1$ — фіксовані моменти часу.

Для оптимізації числових розрахунків напруження (7) зручно обчислювати за допомогою швидкого дискретного перетворення Фур'є [10] при $K = 2^m$, m — ціле додатне число.

Результати досліджень. Перевірку ефективності та точності розробленої методики здійснимо шляхом порівняння отриманих числових результатів з відомими у літературі. Тому числові розрахунки виконаємо для випадку плоского напруженого стану.

Дослідимо зміну динамічних напружень у пружній пластинці з круговим отвором за дії розривного навантаження, прикладеного до її границі. У [11] отримано розв'язок задачі у замкненому вигляді, оскільки у даному випадку розподіл динамічних напружень вздовж границі є сталим.

Запропонована методика дає можливість досліджувати динамічний напружений стан тіл з порожнинами (плоска деформація) чи отворами (плоский напружений стан) практично довільної форми. Тому на основі розробленого алгоритму визначено також зміну динамічних напружень у тілах з еліптичними отворами. Для задання навантаження використаємо представлення (4) при $p_1 = 272$; $p_2 = 0,272$; $\alpha = 10$; $n = 2$.

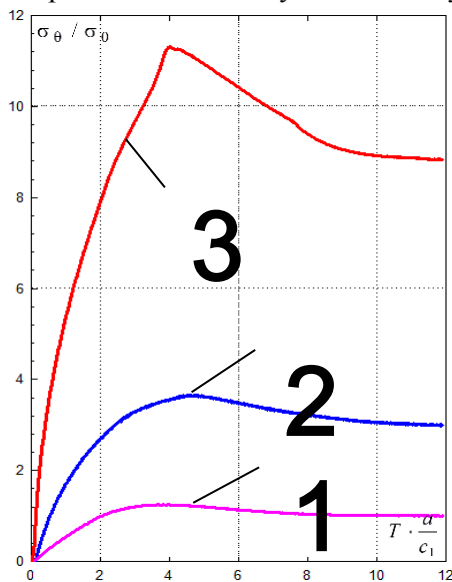


Рис. 1. Розподіл динамічних напружень у пластинці з круговим та еліптичними отворами

На рис. 1 показано зміну відносних динамічних напружень σ_θ / σ_0 на границі отвору пластинки за дії розривного навантаження при $\sigma_0 = 1$ МПа. Тут кривій 1 відповідає випадок кругового отвору, кривим 2 та 3 — випадки еліптичних отворів з відношенням півосей

2 та 5 відповідно. При розрахунках прийняті наступні позначення : T — час, a — деякий характерний розмір.

Відмітимо, що крива 1 співпадає з відомим розв'язком [11], що підтверджує точність запропонованого аналітико-числового підходу. Криві 2 та 3 демонструють переваги розробленої методики, оскільки вона є ефективною навіть для тріщино-подібних отворів. Крім цього, запропонований алгоритм дає можливість досліджувати зміну динамічних напружень вздовж границі отвору у часових розрізах, що має значний інтерес для випадків нерівномірного розподілу напружень.

Для моделювання динамічного напруженого стану ґрунтових порід, що виникає за гідророзриву при добуванні сланцевого газу розглянемо випадок плоскої деформації. Таке припущення можна використовувати, оскільки враховується лише вплив вибухових хвиль, що не відбиваються від поверхні землі.

Дослідимо розподіл напружень у тілі, що послаблене тунельними порожнинами з круговим та еліптичним перерізами. Числові розрахунки проведемо для випадку, коли радіус кругової порожнини, що моделює шахту розриву, становить $0,2a$, а півосі перерізу еліптичної порожнини, де розміщений сланцевий газ, становлять $0,2a$ та a (рис. 2).

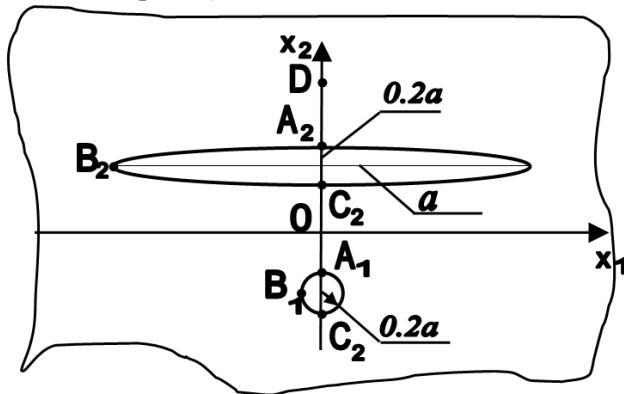


Рис. 2. Схема моделювання задачі

Дослідження виконаємо для випадку, коли шахта розриву розміщена близько до шарів зі сланцевим газом (відстань між центрами порожнин становить a). Перевагою такого добування є незначна інтенсивність розривного навантаження, яке необхідне для руйнування порожнин з газом. При цьому необхідно враховувати

вплив відбитих динамічних ударних хвиль від границь зазначених шарів.

Обчислення виконано для пісчаних сланців з густиною $\rho=3 \cdot 10^3$ кг/м³, модулем Юнга $E=3,1 \cdot 10^4$ МПа та коефіцієнтом Пуассона $\nu=0,33$.

Числові розрахунки проведено для $N=250$ вузлових точок на границі перерізів тунельних порожнин та $K=2^{13}$ кількості елементів дискретної вибірки у перетворенні Фур'є.

На рис. 3 показано результати числових обчислень зміни динамічних напружень з часом у трьох точках на границі порожнин. Тут величини з індексом 1 відповідають значенням на границі кругової порожнини (шахти розриву), а величини з індексом 2 — на границі еліптичної порожнини (шарів з покладами газу). Величині $\sigma(D)$ відповідає значення напружень у точці D , що віддалена на відстань a від центру еліптичної порожнини.

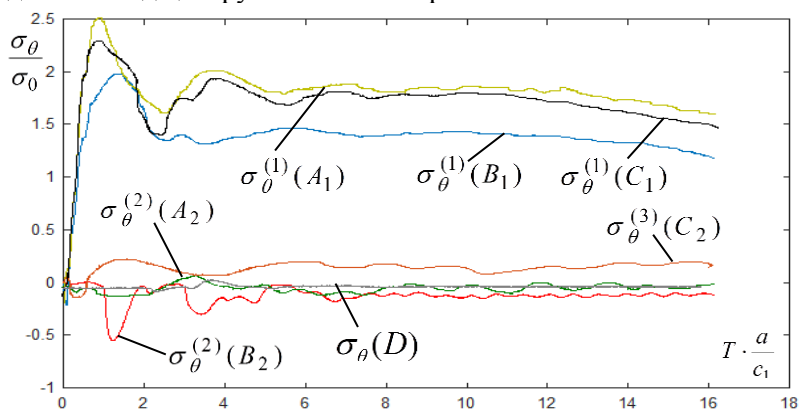


Рис. 3. Розподіл динамічних напружень тілі з двома тунельними порожнинами кругового та еліптичного перерізу

З рис. 3 видно, що динамічний напружений стан у тілі з системою порожнини істотно відрізняється від випадку тіла з однією порожниною (крива 1 рис.1). Це обумовлюється впливом відбитих динамічних ударних хвиль від границі еліптичної порожнини. Цей факт узгоджується з принципом Френеля – Гюйгенса, оскільки еліптична порожнина сама стає випромінювачем хвиль. Вплив відбитих хвиль має значний ефект на динамічний розподіл напружень у обох порожнинах. Тому числові методики моделювання поширення динамічних ударних хвиль слід будувати з урахуванням геометрії тіла. Окрім того, числові

розрахунки підтверджують той факт, що інтенсивність вибухових хвиль швидко зменшується при проходженні через ґрунтові породи (крива $\sigma(D)$).

Висновки. Використання інтегрального та дискретного перетворення Фур'є виявилось ефективним при дослідженні нестационарних динамічних задач за дії не тільки імпульсного (ударного) [8], а і розривного навантаження. Висока точність запропонованого підходу забезпечується використанням дискретного перетворення лише на етапі пошуку оригіналів динамічних напружень. Таким чином, розроблений підхід на основі методу інтегральних рівнянь дає можливість визначити часові залежності зміни динамічних напружень у тілах з тунельними порожнинами чи системами порожнин (плоска деформація) та пластинчастих елементах, послаблених системами отворів (плоский напружений стан) за дії розривних навантажень.

1. Гузь А.Н., Кубенко В.Д., Черевко М.А. Дифракция упругих волн.— К.: Наук. думка, 1978. — 308 с. 2. Бреббия К., Уокер С. Применение метода граничных элементов в технике. Пер. с англ. / Под. ред. Григолюка Э.И. — М.: Мир, 1982. — 248 с. 3. Banerjee P.K. Boundary element method in engineering science, McGraw Hill, New York, London, 1994. — PP. 65 – 82. 4. Саврук М. П. Новий метод розв'язування динамічних задач теорії пружності та механіки руйнування // Фіз.-хім. механіка матеріалів. — 2003. — № 4. — С. 7 – 11. 5. Mykhas'kiv V.V., Khay O.M. Interaction between rigid-disc inclusion and penny-shaped crack under elastic time-harmonic wave incidence // International Journal of Solids and Structures. — 2009. — Vol. 46, No. 3-4. — PP. 602-616. 6. Кунець Я. І., Матус В. В., Пороховський В. В. Динамічна концентрація напружень в околі заглибленого тонкого прямолінійного включення низької жорсткості в умовах антиплоскої деформації // Мат.-методи. та фіз.-мех. поля. — 2007. — Т. 50, № 1. — С. 136 - 139. 7. Я. Пастернак, Г. Сулим, Р. Пастернак . Концентрація динамічних напружень біля тонких пружних включень за умови антиплоскої деформації. // Фізико-математичне моделювання та інформаційні технології. — 2013. — вип. 18. — С. 157 – 164. 8. О.А. Мікуліч Динамічна концентрація напружень біля отворів у нескінченних пластинках за дії слабкої ударної хвилі. // Наукові нотатки. — Луцьк, ЛНТУ, 2016. Випуск 53. – С. 102-107. 9. Божидарнік В.В., Сулим Г.Т. Елементи теорії пружності. — Л.: Світ, 1994. — 560с. 10. Директор С., Рорер Р. Введение в теорию систем. — Москва: Мир, 1974. — 464 с. 11. Kromm A. Zur Ausbreitung von Stobwellen in Kreislocheiben,— ZAMM, 1948, 28, N 4, p. 104—114.

УДК 699.844

**РОЗРАХУНОК ІЗОЛЯЦІЇ ПОВІТРЯНОГО ШУМУ
АКУСТИЧНО ОДНОРІДНОЇ ПЕРЕГОРОДКИ МЕТОДОМ
ПОБУДОВИ ЧАСТОТНОЇ ХАРАКТЕРИСТИКИ І ПРЯМИМ
РОЗРАХУНКОМ**

**CALCULATION ISOLATION OF AIR NOISE ACOUSTIC UNIFORM
SEPTUM USING THE METHOD OF CONSTRUCTION OF
FREQUENCY CHARACTERISTICS AND DIRECT CALCULATION**

**Нікітюк Ю. В., магістр, Ротко С. В., к.т.н., доцент кафедри ПЦБ
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Nikitiuk J., master, Rotko S., Ph.D. in Engineering, Associate
Professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Побудовано частотну характеристику ізоляції повітряного шуму акустично однорідної перегородки із газобетонних блоків у дошкільних навчальних закладах. Визначено індекс ізоляції повітряного шуму. Дано оцінку відповідності перегородки нормативним вимогам.

The calculation of air noise isolation acoustically homogeneous wall by two methods: 1 - construction of frequency response, 2 - direct payments. Construct a frequency response of airborne noise insulation R' , dB acoustically smooth walls of concrete blocks thickness of 200 mm and a density of 800 kg / m^3 . Define the index of isolation of air noise R'_w , dB. Estimates of its compliance with regulatory requirements for partitions between group rooms, bedrooms and other rooms children in pre-school. Compare the results that we obtained using calculations in two ways. Recommendations to improve the sound insulation of walls and protection from noise in preschool education.

Ключові слова: звукоізоляція, індекс ізоляції повітряного шуму, частотна характеристика, акустично однорідна конструкція стіни, несприятливий відхил, нормативний документ.

Keywords: soundproofing, index of isolation of air noise, frequency response, acoustically homogeneous structure wall, adverse deviation, regulatory document.

Постановка проблеми. Темою дослідження є розрахунок частотної характеристики ізоляції повітряного шуму R' акустично однорідної перегородки між груповими кімнатами, спальнями та іншими дитячими кімнатами у дошкільних навчальних закладах і оцінка її відповідності нормативним вимогам. Перегородка запроєктована із газобетонних блоків товщиною 200 мм і густиною 800 кг/м³. Визначимо індекс ізоляції повітряного шуму R'_w . Наведемо та порівняємо результати, отримані при розрахунках двома способами: методом побудови частотної характеристики та за допомогою прямого розрахунку.

До акустично однорідних відносяться одношарові конструкції, а також конструкції, що складаються із двох або більше шарів (елементів) із твердих матеріалів, жорстко з'єднаних між собою по всій площі конструкції [1]. Ізоляцію повітряного шуму R' , дБ, акустично однорідної плоскої огорожувальної конструкції із газобетону можна визначити двома способами:

- 1) графічним – за допомогою побудови частотної характеристики ізоляції повітряного шуму;
- 2) методом прямого розрахунку.

Основна частина. Частотна характеристика ізоляції повітряного шуму – величина ізоляції повітряного шуму R , дБ (або R' , дБ) у третиннооктавних або октавних смугах частот [3]. Частотну характеристику у графічний спосіб зображують як ламану лінію ABCD. Для її побудови визначаємо спочатку координати точки В (f_B ; R'_B). Частоту f_B визначаємо залежно від товщини перегородки та густини матеріалу (формули 1а-1ж [1]). При густині $\rho \leq 1200$ кг/м³ скористаємось формулою:

$$f_B = 134 - 120 \log h_p, \quad (1)$$

де h_p – товщина огорожувального шару.

$$f_B = 134 - 120 \log 0.2 = 134 - 120 \cdot (-0.699) = 217.88 \text{ Гц}$$

Частота f_B знаходиться у межах триоктавної смуги з середньгеометричною частотою 200Гц (згідно табл.1 [1]).

Величину R'_B визначасмо залежно від поверхневої густини конструкції перегородки за формулою:

$$R'_B = 21 \log m - 14, \quad (2)$$

де m – поверхнева густина огорожувальної конструкції, кг/м³:

$$m = h_p \cdot \rho = 800 \cdot 0.2 = 160 \text{ кг/м}^3, \quad (3)$$

$$R'_B = 21 \log 160 - 14 = 21 \cdot 2.2 - 14 = 32,2 \text{ дБ.}$$

На графіку (рис. 1), на якому по осі абсцис відкладені середньгеометричні частоти третиннооктавних смуг у діапазоні частот від 100 Гц до 3150 Гц, а по осі ординат у лінійному масштабі – величини ізоляції повітряного шуму, наносимо точку В з координатами: $f_B = 200$ Гц; $R'_B = 32$ дБ.

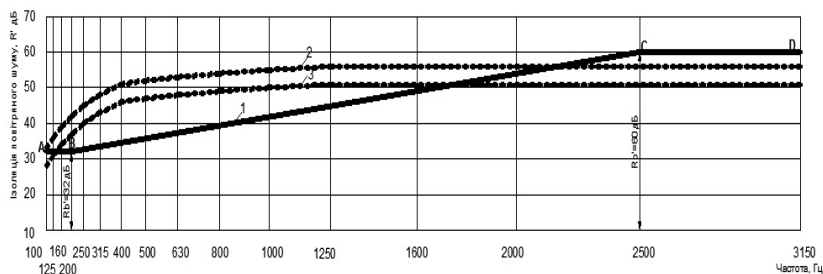


Рис. 1. Розрахункова схема визначення ізоляції повітряного шуму перегородки із газобетону: 1- розрахована частотна характеристика ізоляції повітряного шуму R' ; 2 – стандартна оціночна частотна характеристика ізоляції повітряного шуму R'_N ; 3- зміщена стандартна оціночна частотна характеристика ізоляції повітряного шуму R'_N на 5дБ

Побудову частотної характеристики ізоляції повітряного шуму R' , дБ, акустично однорідною плоскою конструкцією виконуємо покроково: із точки В вліво проводимо горизонтальний відрізок ВА, а вправо від точки В – відрізок ВС з нахилом 7,5 дБ на кожен октаву до точки С з ординатою $R'_C = 60$ дБ. Із точки С вправо проводимо горизонтальний відрізок CD. Числові значення цієї характеристики записуємо в колонку 2 таблиці 1.

Індекс ізоляції повітряного шуму R'_w – одночислова величина оцінки звукоізоляції огорожувальної конструкції, визначена за її частотною характеристикою R' [1]. Індекс ізоляції повітряного шуму R'_w даної перегородки визначаємо шляхом порівняння розрахованої частотної характеристики звукоізоляції R' зі стандартною оціночною характеристикою ізоляції повітряного шуму R_N . (згідно з 6.1 [2]).

На графік (рис. 1) із розрахованою частотною характеристикою R' (крива 1) наносимо стандартну оціночну частотну характеристику R_N (крива 2) і визначаємо величину середнього несприятливого відхилення характеристики R' відносно

Сучасні методи розрахунків у будівництві

характеристики R_N . Числові величини стандартних оціночних частотних характеристик ізоляції повітряного шуму R_N у третиннооктавних смугах частот у нормованому діапазоні від 100 Гц до 3150 Гц (16 третиннооктавних смуг) вибираємо з таблиці 3 [2] і записуємо в колонці 3 табл. 1.

Таблиця 1

Обчислення індексу ізоляції повітряного шуму R'_W зі зміщенням оціночної частотної характеристики на 5 дБ

Середньо геометрична частота 1/3 октавних смуг, Гц	Значення розрахованої частотної характеристики R' , дБ	Значення оціночної частотної характеристики R_N , дБ	Величина несприятливого відхилення від характеристики R_N , дБ	Значення оціночної частотної характеристики R_N , дБ зміщеної вниз на 5 дБ	Величина несприятливого відхилення від зміщеної характеристики R_N , дБ
1	2	3	4	5	6
100	32	33	1	28	-
125	32	36	4	31	-
160	32	39	7	34	2
200	32	42	10	37	5
250	32.6	45	12.4	40	7,4
315	33.4	48	14.6	43	9,6
400	34.4	51	16.6	46	11,6
500	35.6	52	16.4	47	11,4
630	37.2	53	15.8	48	10,8
800	39.3	54	14.7	49	9,7
1000	41.7	55	13.3	50	8,3
1250	44.8	56	11.2	51	6,2
1600	49	56	7	51	2
2000	53.9	56	2.1	51	-
2500	60	56	-	51	-
3150	60	56	-	51	-
Сума несприятливих відхилів			146,1 дБ		84 дБ
Середній несприятливий відхил			146,1/16 = = 9,13 > 2 дБ		84/16 = = 5,25 > 2 дБ

Несприятливими є відхилення між характеристиками R_N і R' вниз від оціночної характеристики R_N до характеристики R' в тій чи іншій смузі частот. Середній несприятливий відхил становить 1/16 суми усіх несприятливих відхилів, наявних у смугах частот.

Величини несприятливих відхилів розрахованої частотної характеристики ізоляції повітряного шуму R' від стандартної

оціночної характеристики R_N у відповідних третиннооктавних смугах частот записуємо у колонці 4 табл.1. Загальна сума усіх несприятливих відхилів становить 146,1 дБ, а величина середнього несприятливого відхилення – 9,13 дБ.

Якщо величина середнього несприятливого відхилення перевищує 2 дБ, то оціночну характеристику треба змінити вниз на ціле число децибел так, щоб величина середнього несприятливого відхилення від зміненої оціночної характеристики знову не перевищувала 2 дБ, але максимально наближалася до 2 дБ [2]. Змінюємо стандартну оціночну частотну характеристику R_N вниз на 5дБ (крива 3 на рис.1). Числові значення зміненої характеристики R_N записуємо у колонці 5 табл.1. У колонці 6 табл.1 вказуємо величини несприятливих відхилів розрахованої частотної характеристики звукоізоляції R' відносно зміненої оціночної характеристики R_N . За величину індексу R'_W приймається числова величина ординати зміненої вниз стандартної оціночної характеристики на середньгеометричній частоті 500 Гц.

Величина середнього несприятливого відхилення перевищує 2 дБ, отже змінюємо оціночну характеристику вниз від розрахункової на 10 децибел. Аналогічно визначаємо значення оціночної частотної характеристики R_N та величини несприятливих відхилів розрахованої частотної характеристики звукоізоляції R' відносно зміненої оціночної характеристики R_N . Відповідні дані заносимо до таблиці 2.

Індекс ізоляції повітряного шуму R'_W акустично однорідних огорожувальних конструкцій із матеріалів, наведених у 5.1.2 [1] можна визначити прямим розрахунком відповідно до пункту 5.1.4 [1] (без побудови частотної характеристики).

Індекс ізоляції повітряного шуму R'_W методом прямого розрахунку визначається за формулою:

$$R'_W = 23 \log m_e - 8, \text{ при } m_e \geq 200 \text{ кг/м}^3, \quad (4)$$

де m_e – еквівалентна поверхнева густина огорожувальної конструкції, кг/м³;

$$m_e = k_e \cdot m, \quad (5)$$

де m – поверхнева густина огорожувальної конструкції, кг/м²;

k_e – коефіцієнт, визначається відповідно до табл. 2 [1], $k_e = 1,5$

$$m_e = 1,5 \cdot 160 = 240 \text{ кг/м}^3$$

$$R'_W = 23 \log 240 - 8 = 46,7 \text{ дБ.}$$

Обчислення індексу ізоляції повітряного шуму R'_w зі зміщенням оціночної частотної характеристики на 10 дБ

Середньо геометрична частота 1/3 октавних смуг, Гц	Значення розрахованої частотної характеристики R' , дБ	Значення оціночної частотної характеристики R_N , дБ	Величина несприятливого відхилення від характеристики R_N , дБ	Значення оціночної частотної характеристики R_N дБ зміщеної на 10дБ	Величина несприятливого відхилення від зміщеної характеристики R_N , дБ
1	2	3	4	5	6
100	32	33	1	23	-
125	32	36	4	26	-
160	32	39	7	29	-
200	32	42	10	32	0
250	32.6	45	12.4	35	2,4
315	33.4	48	14.6	38	4,6
400	34.4	51	16.6	41	6,6
500	35.6	52	16.4	42	6,4
630	37.2	53	15.8	43	5,8
800	39.3	54	14.7	44	4,7
1000	41.7	55	13.3	45	3,3
1250	44.8	56	11.2	46	1,2
1600	49	56	7	46	-
2000	53.9	56	2.1	46	-
2500	60	56	-	46	-
3150	60	56	-	46	-
Сума несприятливих відхилів			146.1дБ		22,2
Середній несприятливий відхил			146,1/16= =9,13>2 дБ		22,2/16=1,38 <2 дБ

Згідно з табл. 3 [4] величина індексу ізоляції повітряного шуму $R'_{w, \text{норм}}$ для перегородок у дитсадках повинна бути не меншою, ніж 48 дБ. Величина індексу ізоляції повітряного шуму R'_w розрахованої перегородки методом побудови частотної характеристики за табл. 1 становить 47дБ, а за табл. 2 – 42дБ, що менше 48дБ. За прямим розрахунком $R' = 46,7\text{дБ} < 48\text{дБ}$. Умова не виконується, тобто перегородка з газобетону товщиною 200 мм і густиною 800 кг/м³ не відповідає вимогам ДБН В.1.1-31 щодо звукоізоляції перегородок між груповими кімнатами, спальнями та іншими дитячими кімнатами у дошкільних навчальних закладах.

Тому для підвищення звукоізолюючої здатності стін застосовують або повітряний прошарок, або багат шарові

конструкції, виконані з матеріалів, що різко відрізняються за своїми фізичними властивостями. По можливості потрібно збільшувати масу огорожі: чим вона масивніша, тим більше енергії потрібно звуку, щоб пройти крізь стіну. Двошарова конструкція стіни краща за одношарову. Акустична розв'язка або фізичне виключення жорстких зв'язків між двошаровими перегородками значно знижує передачу шуму та вібрацій з одного боку стіни на інший. За необхідності збільшити звукоізоляцію існуючої одношарової перегородки з цегли, бетону або гіпсових блоків застосовують додаткове облицювання гіпсокартоном, закріпленим еластичними звукоізолюючими кріпленнями. Застосування стандартних металевих П-подібних кронштейнів призводить до утворення жорстких зв'язків і, як наслідок, до зниження звукоізоляції. Каркаси облицювання необхідно заповнювати на всю глибину спеціальною акустичною мінеральною ватою.

Висновки. У результаті розрахунку індексу ізоляції повітряного шуму двома способами отримано хорошу збіжність результатів обчислень. Оскільки метод побудови частотної характеристики є більш трудомістким, доцільніше при орієнтовних розрахунках індекс ізоляції повітряного шуму R'_w акустично однорідних огорожувальних конструкцій визначати методом прямого розрахунку. Ізоляція повітряного шуму акустично однорідними масивними огорожувальними конструкціями може бути збільшена за рахунок їх облицювання акустично гнучкими панелями з проміжком від огорожі, заповненим ефективним звукопоглинальним матеріалом.

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-34:2013 «Настанова з розрахунку та проектування звукоізоляції огорожувальних конструкцій житлових і громадських будинків» – К.: Мінрегіон України, 2014.

2. ДСТУ Б В.2.6-85:2009 «Конструкції будинків і споруд. Звукоізоляція огорожувальних конструкцій. Методи оцінювання» – К.: Мінрегіон України, 2009.

3. ДБН В.2.6-XX:201X «Будівельна акустика» – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України.

4. ДБН В.1.1-31 «Захист територій, будинків і споруд від шуму» – К.: Мінрегіон України, 2014.

5. /news/zvukoizoljacija_stin/2013-03-31-207.

УДК 539.03

**ДОСЛІДЖЕННЯ ЗБІЖНОСТІ РОЗРАХУНКУ МЕТОДОМ
СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА МЕТОДОМ СКІНЧЕННИХ
РІЗНИЦЬ**

**RESEARCH OF CONVERGENCE CALCULATION FINITE
ELEMENT METHOD AND FINITE-DIFFERENCE METHOD**

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

**Pasichnyk R.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Lutsk
National Technical University, Lutsk)**

Розглядається розрахунок на стійкість пологої, тонкої, пружної оболонки з асимптотичним контуром від дії рівномірно-розподіленого навантаження. Проведено дослідження даної задачі в нелінійній постановці за допомогою методу скінченних різниць та методу скінченних елементів. Результати розрахунку показано на графіках.

We consider the stability calculation shallow, thin, elastic shell of asymptotic outline of uniformly distributed load. A study of this problem in nonlinear formulation using finite element method and finite-difference method. For approximation of differential equalizations of moment theory of shells a finite-difference method is chosen, as most optimum for the calculation of similar tasks. The finite-difference method of calculation of shell of negative curvature is developed. Finite-difference equalizations of strength and stability are shown out in the linear and nonlinear raising for the internal knots of shell and different maximum terms on a contour. The calculation results are shown in the graphs.

При створенні програмних комплексів розрахунку будівельних конструкцій в переважній більшості використовується метод скінченних елементів (МСЕ), оскільки він зручніший для програмування через свою універсальність та модульний характер. МСЕ набув більш широкого застосування у розрахунковій практиці,

що стало причиною його потужного розвитку. Проте це привело до зниження використання методу скінченних різниць (МСР) та інших чисельних методів і задач, які раніше розв'язувалися при використанні МСР, почали реалізовуватися за допомогою МСЕ.

Сьогодні МСР можна знову активно використовувати в задачах будівельної механіки і він може стати гідною альтернативою МСЕ.

Деякі зіставлення цих методів подані у статті К.В. Форсберга. У ній зазначається, що при врахуванні складних границь і за наявності концентрації напружень МСЕ має переваги перед МСР, проте в геометрично нелінійних задачах МСР економічніший. Разом з тим, обом методам властива погана збіжність числових розв'язків за наявності деформацій, зв'язаних із жорсткими зміщеннями елементів оболонки.

У роботах К.Флетчер також міститься порівняльний аналіз МСР і МСЕ, де наголошується, що МСР дозволяє здійснити більш безпосередній підхід до чисельного розв'язання диференціальних рівнянь крайової задачі. Математична дискретизація МСР виявляється простішою порівняно з фізичною дискретизацією МСЕ. Це дозволяє отримати кращу стійкість і збіжність розв'язання МСР.

Ідея поліпшення збіжності МСР за рахунок зменшення похибки апроксимації функцій жорстких зміщень вперше запропонована Є. О. Гоцуляком, де уточнення скінченнорізницевої апроксимації одержано в результаті усереднення тангенціальних деформацій в різницевому інтервалі з використанням інтегрування за формулою Сімпсона. Пізніше Є. О. Гоцуляком розроблена суттєво нова скінченнорізницева схема – метод криволінійних сіток, суть якого полягає в тому, що спочатку векторні диференційні співвідношення замінюють їх векторними скінченнорізницевиими аналогами, а потім за посередництвом проектування в локальному базисі здійснюється перехід до скалярних співвідношень.

Ефективність МСР була доведена на прикладі розв'язання багатьох складних задач будівельної механіки і зокрема, задач стійкості тонкостінних конструкцій.

Для оболонок від'ємної гаусової кривини диференційні рівняння цієї теорії є рівняннями гіперболічного типу. Це вносить свою специфіку в питання застосовуваності безмоментної теорії при конкретних граничних умовах. Тут слід відмітити, що напружений стан, знайдений за допомогою безмоментної теорії, можливий лише за тих граничних умов, які не суперечать цьому стану і дають

можливість визначити всі переміщення в оболонці. У випадку, якщо переміщення не визначаються, рівновага оболонки у рамках безмоментної теорії неможлива. В оболонці у такому випадку можуть виникати переміщення, викликані геометричним згином серединної поверхні без видовжень і зсувів (чистий згин), що із позиції безмоментної теорії трактується як миттєва змінність.

В статті розглядається розрахунок гіперболічного параболойда за моментною теорією методом сіток та методом скінченних елементів.

Система рівнянь теорії оболонок записана в переміщеннях має вигляд:

$$\nabla^4 W + \frac{12}{h^2} \left[\frac{1}{R_1} \frac{\partial U}{\partial \theta} (K_1 + \mu K_2) + \frac{1}{R_1 r} \frac{\partial r}{\partial \theta} U (K_2 + \mu K_1) + \frac{1}{r} \frac{\partial r}{\partial \theta} U (K_2 + \mu K_1) + \frac{1}{r} \frac{\partial V}{\partial \varphi} (K_2 + \mu K_1) + (K_1^2 + 2\mu K_1 \times \right. \\ \left. \times K_2 + K_2^2) \right] W = \frac{g_n}{D};$$

$$\frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{r}{R_1} \frac{\partial U}{\partial \theta} \right) + \frac{\partial}{\partial \theta} (r K_1 W) + \mu \left[\frac{\partial^2 V}{\partial \theta \partial \varphi} + \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{1}{R_1} \frac{\partial r}{\partial \theta} U \right) + \frac{\partial}{\partial \theta} (K_2 r W) \right] + \frac{(1-\mu) R_1}{2} \frac{\partial^2 U}{r \partial \varphi^2} + \frac{(1-\mu)}{2} r \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial V}{\partial \varphi} \right) - \frac{\partial r}{\partial \theta} \frac{1}{r} \frac{\partial V}{\partial \varphi} - \frac{1}{R_1 r} \left(\frac{\partial r}{\partial \theta} \right)^2 U - K_2 W \frac{\partial r}{\partial \theta} - \mu \left(\frac{1}{R_1} \frac{\partial U}{\partial \theta} \frac{\partial r}{\partial \theta} + K_1 W \frac{\partial r}{\partial \theta} \right) = -\frac{R_1 r}{B} g_1 \quad (1)$$

$$\frac{R_1}{r} \frac{\partial^2 V}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial r}{\partial \theta} \frac{\partial U}{\partial \varphi} + R_1 (K_2 + \mu K_1) \frac{\partial W}{\partial \varphi} + \frac{1-\mu}{2} \times \\ \times \frac{\partial^2 U}{\partial \theta \partial \varphi} + \frac{1-\mu}{2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left[\frac{r^2}{R_1} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{V}{r} \right) \right] + \\ + \frac{1-\mu}{2} \frac{\partial r}{\partial \theta} \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial \varphi} + \frac{1-\mu}{2} \frac{\partial r}{\partial \theta} \frac{r}{R_1} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{V}{r} \right) = -\frac{R_1 r}{B} g_2;$$

В статті прийнято, що зміна кривини і кручення, обумовлені компонентами переміщень дотичними до серединної поверхні, як

правило, приймаються несуттєвими. Обґрунтування використання цього методу було введено в науку Х.М.Муштарі і Л.Донеллом [1], та широко використовується в задачах стійкості оболонок обертання.

В (1) прийняті позначення:

$$\nabla^4 W = \frac{1}{R_1 r} \left[\frac{r}{R_1} \frac{\partial^2 (\nabla^2 W)}{\partial \theta^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{r}{R_1} \right) \frac{\partial (\nabla^2 W)}{\partial \theta} + \frac{R_1}{r} \frac{\partial^2 (\nabla^2 W)}{\partial \varphi^2} \right]; \quad (2)$$

$$\nabla^2 W = \frac{1}{R_1 r} \left[\frac{r}{R_1} \frac{\partial^2 W}{\partial \theta^2} + \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{r}{R_1} \right) \frac{\partial W}{\partial \theta} + \frac{R_1}{r} \frac{\partial^2 W}{\partial \varphi^2} \right];$$

U, V, W – компоненти зміщення

h – товщина оболонки; D, B – циліндрична жорсткість на розтяг елемента оболонки; r, R – коефіцієнти першої квадратичної форми Гауса; K₁, K₂ – кривини поверхні; $\mu = 0,2$ – коефіцієнт Пуассона;

g₁, g_n, g₂ – компоненти інтенсивності навантаження.

Геометрія поверхні визначається наступними параметрами:

$$r = \frac{a}{c} \sqrt{z^2 + c^2} \quad a, c - \text{параметри гіперболи};$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{dr}{dz} = \frac{a}{rc} \sqrt{r^2 - a^2}, \quad r = a(1 - \alpha^2 \operatorname{tg}^2 \theta)^{-\frac{1}{2}}$$

$$\frac{dr}{d\theta} = \frac{a\alpha^2}{\cos^2 \theta \sqrt{(1 - \alpha^2 \operatorname{tg}^2 \theta)^3}},$$

$$R_1 = \frac{\alpha}{c^2} \sqrt{[(1 + \alpha^2)r^2 - a^2]^3} \quad (3)$$

$$K_1 = -\frac{1}{R_1}; \quad K_2 = \frac{1}{R_2} = \frac{r}{\cos \theta}.$$

Співвідношення Кодацці:

$$\frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{r}{R_1} \right) = -\frac{1}{R_1} \frac{\partial r}{\partial \theta}, \quad \text{або} \quad \frac{\partial r}{\partial \theta} = R_1 \sin \theta. \quad (4)$$

Складність розв'язку поставленої задачі обумовлюється великою розмірністю задачі, високим порядком диференціювання

рівнянь в часткових похідних. Їх коефіцієнти являються складними функціями координат на поверхні оболонки. Тому при рішенні поставленої задачі переходять до дискретних методів алгебраїзації рівнянь серед яких найбільш ефективним є метод кінцевих елементів і метод сіток [2].

Для дискретизації задачі на серединній поверхні, зазвичай, будують координатні лінії, що співпадають з лініями кривини поверхні.

Рівняння континуальної системи (1) апроксимуються скінченнорізницевиими аналогами в центральних різницях першого порядку точності, використовуючи при цьому цілочисельні координати, що відповідають номерам вузлів різницевої сітки в напрямку θ і φ . Для визначення коефіцієнтів рівнянь (першої і другої квадратичної форми) використовуються вузли між лініями основної сітки.

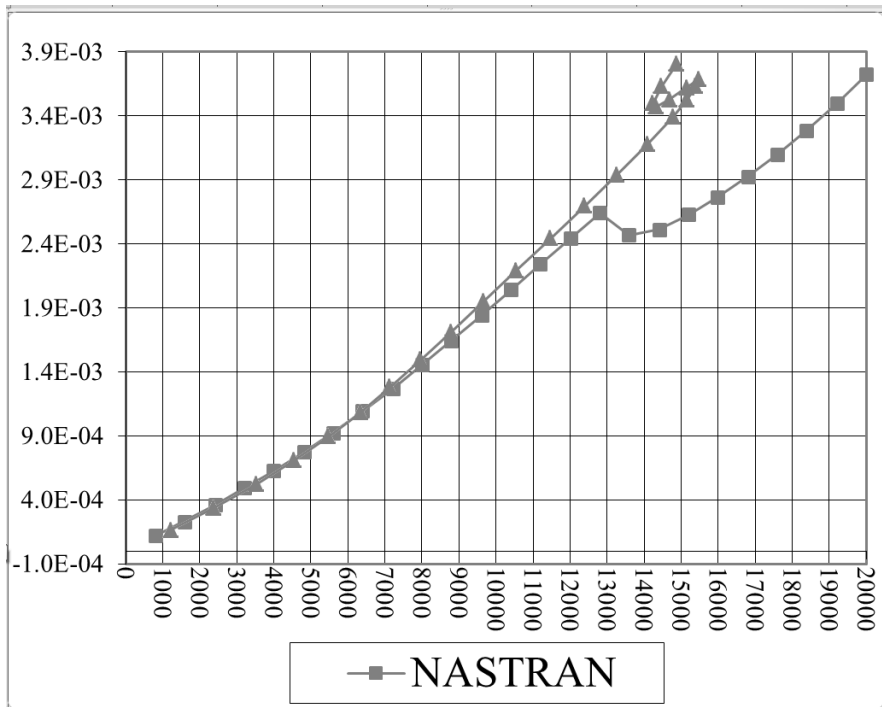


Рис. 1. Дослідження оболонки МСЕ та МСР

Записавши скінченно-різницеві аналоги рівнянь для вузла сітки (i, k), розглядається розрахунок на стійкість пологої, тонкої, пружної оболонки з асимптотичним контуром від дії рівномірно-розподіленого навантаження. Розмір 0,2×0,2м, матеріал – оргскло, стріла підйому $f=0.03$ м. Оболонка закріплена в кутових точках випуклої діагоналі за допомогою просторових шарнірно-нерухомих опор.

Контурні точки оболонки закріплені шарнірно-рухомими опорами, що обмежують переміщення по нормалі до оболонки. По контуру оболонку підсилено ребрами жорсткості з того ж матеріалу, що і оболонка.

Січення ребер $h=0.005 \times b=0.01$ (м). Побудовано криву навантаження (P-W) Проведено дослідження даної задачі в нелінійній постановці за допомогою програмного комплексу MSC NASTRAN for Windows V4.0 та програмного комплексу МЕКРИС-2. Графіки отримані в результаті дослідження представлені на рис.1. Критична сила втрати стійкості за лінійною теорією $R_{кр}=9706,62$ Н/м².

Отже, при розрахунку конструкцій відносно простої геометрії краще використовувати МСР. Багато прикладних задач, пов'язаних з розрахунком таких конструкцій, вимагають достатньо високої точності отриманих розв'язків. МСР у цьому відношенні виявляється найбільш відповідним.

1. Муштари Х. М. Нелинейная теория оболочек: [учебн. для студ. высших учебных заведений] / Л. С. Срубщик, Х. М. Муштари, К. З. Галимов. – Казань: Таткнигоиздат., 1957. – 432 с.

2. Расчет оболочек сложной формы: справочное пособие / [Е. А. Гоцуляк, В. И. Гуляев, В. А. Баженов, В. В. Гайдайчук] – К.: Будівельник, 1990. – 192 с.

3. Рассказов О.О. Розрахунок градірні на дію власної ваги / О. Рассказов, Р. Пасічник // Вісник Національного транспортного університету та Транспортної академії України. – Київ, 2002. – Випуск 7. – С. 450 – 453.

УДК 539.3

**ДО ПРОБЛЕМИ РОЗРОБКИ НОВИХ НЕКЛАСИЧНИХ
ТЕОРІЙ ЗГИНУ ОБОЛОНОК, ПЛАСТИН І БАЛОК (огляд)**

**Повідомлення 1. Проблеми та принципи побудови класичної та
уточнених деформаційних теорій першого рівня для ізотропних
пластин і стрижнів**

**TO THE PROBLEM OF DEVELOPING NEW NON-KLASSICAL
THEORIES OF BENDING OF SHELS, PLATES AND BEAMS**

(review)

**Message 1. Problems and principles of classical and refined theories of
deformation of the first level for isotropic plates and rods**

**Ротко С. В., к.т.н., доц., Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ротко В.О.,
магістр, Матіяшук А.В., магістр (Луцький національний технічний
університет, м. Луцьк)**

**Rotko S.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Shvabyuk V.I.,
Doctor of Engineering, Professor, Rotko V.O., master, Matiyashchuk A.V.,
master (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Аналізуються переваги та недоліки більшості існуючих теорій згину, починаючи від класичної теорії згину тонких пластин та оболонок Кірхгофа – Лява і закінчуючи існуючими теоріями товстих плит і оболонок великої кривини.

The report analyses the advantages and disadvantages of most existing theories of bending of plates and shells, starting from the classical theory of bending of thin plates and shells Kirchhoff – Love and ending the existing theories of thick plates and shells the greater curvature, which results in the degree of accuracy do not differ from the results obtained on the basis of the three-dimensional equations of elasticity theory. Also analyses the effect on the stress-strain state of the aforementioned structural elements of the characteristics of the anisotropy of the material from which they are made.

Ключові слова: неklasичні теорії згину, граничні умови, переміщення, деформації поперечного зсуву та обтиснення.

Keywords: non-classical theory of bending, boundary conditions, displacement, deformation, transverse shear and compression.

Вступ. Інженерна практика потребує значного підвищення надійності та міцності інженерних споруд і машин для їх безпечної та економічної експлуатації на виробництві й транспорті. Пластини, оболонки та стрижні є найпоширенішими елементами інженерних конструкцій машинобудівного, приладобудівного, будівельного і транспортного спрямування. Дуже часто вони зазнають впливу небезпечних локалізованих, високоградієнтних навантажень, зокрема й контактної природи. У багатьох випадках використаний для їх виготовлення матеріал є анізотропним. Названі особливості вимагають використання досконаліших фізичних і математичних моделей, здійснення щораз точніших розрахунків із реалістичним урахуванням складних фізичних і механічних властивостей матеріалів, особливостей структури проєктованих елементів конструкцій.

1. Принципи побудови класичної теорії тонких пластин

Для визначення напружено-деформованого стану (НДС) у тонкостінних стрижневих, пластинчастих чи оболончастих елементах конструкцій використовують або розрахункові рівняння тривимірної теорії пружності, або рівняння існуючих класичної чи уточнених теорій.

Гіпотези для класичної теорії тонких пластин уперше були запропоновані німецьким механіком і фізиком Г. Кірхгофом [1] (1850 р.):

1. Прямолінійний елемент, що перпендикулярний до серединної поверхні пластини (рис. 1), після деформації може тільки повертатися, залишаючись прямолінійним і перпендикулярним до неї (рис. 2). Довжина цього елемента залишається сталою ($\varepsilon_z = 0$).

2. Окремі шари пластини не тиснуть один на одного, тобто у всіх точках пластини нормальні напруження σ_z вважаються рівними нулю ($\sigma_z \approx 0$).

3. Розтягувальні або стискувальні деформації серединної поверхні xOy відсутні. Всі її точки одержують тільки вертикальні переміщення ($w = w(x, y)$).

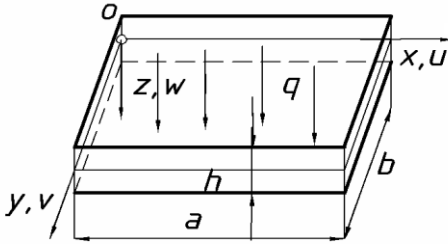


Рис. 1. Схема пластини

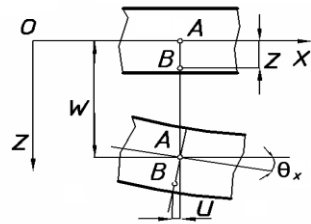


Рис. 2. Деформація елемента пластини

Виходячи з гіпотез Кірхгофа, тангенціальні переміщення u і v довільної точки B (рис. 2), що знаходяться на відстані z від серединної поверхні, можна виразити через вертикальне переміщення w за допомогою формул:

$$u = -\frac{\partial w}{\partial x} z; \quad v = -\frac{\partial w}{\partial y} z; \quad w = w(x, y) \quad (1)$$

Усі силові та деформаційні характеристики цієї теорії визначаються через переміщення $w(x, y)$, яке знаходиться із диференціального рівняння С. Жермен - Лагранжа

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}. \quad (2)$$

Інтегрування диференціального рівняння (2) веде до появи у його розв'язку двох невідомих сталих. Їх знаходять шляхом задовільнення цього розв'язку двом граничним умовам на краю пластини. Наприклад, для випадку жорсткого закріплення краю $y = 0$ пластинки граничні умови будуть такими

$$w = 0, \quad \frac{\partial w}{\partial y} = 0. \quad (3)$$

Ще одним із найпоширеніших випадків граничних умов є умови для вільного краю пластинки. Нехай край $y = b$ пластинки є вільним від навантаження. Тоді на цьому краю повинні були б використовуватися три умови, які були сформовані ще С. Пуассоном:

$$M_y = 0, \quad Q_y = 0, \quad M_{xy} = 0. \quad (4)$$

Тобто, у цьому випадку одна з умов стає зайвою. Тому для вільного краю Г. Кірхгоф запропонував другу і третю умови замінити однією для *фіктивної* поперечної сили

$$Q_y^\phi = Q_y + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} = 0, \text{ що веде до певних фізичних невідповідностей у кутах пластини, де з'являються зосереджені реакції. Тому, для усунення цих та деяких інших невідповідностей, необхідно застосовувати нові, неklasичні теорії, за допомогою яких можна було б одержати розв'язки, котрі неможливо отримати на основі рівнянь класичної теорії пластин.}$$

Тому, для усунення цих та деяких інших невідповідностей, необхідно застосовувати нові, неklasичні теорії, за допомогою яких можна було б одержати розв'язки, котрі неможливо отримати на основі рівнянь класичної теорії пластин.

2. Проблеми побудови уточнених деформаційних теорій першого рівня типу С. Тимошенка для ізотропних пластин

Можливо, вперше найбільш систематизовані дослідження у цьому напрямку були розпочаті С.П.Тимошенком у його другій частині книги “Курс теорії упругості”, виданої 1916 року. Тому всі подальші варіанти теорій балок, пластин та оболонок прийнято називати уточненими *теоріями типу С.Тимошенка* [2].

Спроба системного уточнення теорії оболонок і пластин була зроблена М.О. Кільчевським [3] на початку сорокових років, який використав підхід Коші та Пуассона про можливість розвинення функцій деформацій у степеневі ряди за поперечною координатою із подальшим використанням функціональних співвідношень теорема про взаємність робіт. Одержані результати можуть бути використані для розрахунку товстих плит та оболонок великої кривини.

Закінчений варіант прикладної теорії пластин, що враховував поперечні зсуви та поперечні нормальні напруження, був запропонований Е. Рейсснером [4] у 1944 році. Він запропонував, як вихідні, гіпотези *про лінійний закон зміни напружень* $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ за товщиною пластини та отримав із рівнянь рівноваги *квадратичний закон зміни дотичних напружень* τ_{xz}, τ_{yz} і *кубічний закон для напружень* σ_z . Співвідношення узагальненого закону Гука та граничні умови були виведені ним із варіаційного принципу Кастиліано. Таким чином, друга гіпотеза Кірхгофа була відкинута Е. Рейсснером ($\sigma_z \neq 0$), а першу та третю гіпотези Кірхгофа було

трансформовано до вигляду, еквівалентного усім теоріям типу С.Тимошенка:

1. Прямолинійний елемент, що перпендикулярний до серединної поверхні пластини, після деформації може тільки повертатися, залишаючись прямолинійним. Довжина цього елемента залишається сталою ($\varepsilon_z = 0$).

2. Розтягувальні або стискувальні деформації серединної поверхні xOy відсутні. Всі її точки одержують тільки вертикальні переміщення $w(x, y)$.

Необхідно також зауважити, що друга гіпотеза Кірхгофа у теоріях типу С.Тимошенка залишається чинною ($\sigma_z = 0$).

У результаті таких допущень і в теоріях типу Тимошенка, і в теорії Е. Рейсснера вирази для переміщень трансформуються до вигляду:

$$u = z\gamma_x; \quad v = z\gamma_y; \quad w = w(x, y), \quad (5)$$

де у теорії Е. Рейсснера шукані вертикальні переміщення $w(x, y)$ розглядаються як деякі усереднені величини —

$$w = \frac{3}{2h} \int_{-h/2}^{h/2} w_0 \left(1 - \left(\frac{2z}{h} \right)^2 \right) dz, \text{ так само, як і невідомі узагальнені}$$

кути повороту нормальних перерізів пластини у площинах xz і yz :

$$\gamma_x = \frac{12}{h^2} \int_{-h/2}^{h/2} \frac{uz}{h} dz, \quad \gamma_y = \frac{12}{h^2} \int_{-h/2}^{h/2} \frac{vz}{h} dz; \quad w_0(x, y) - \text{вертикальне}$$

переміщення серединної поверхні пластини.

Систему розрахункових рівнянь для визначення невідомих γ_x, γ_y і w , як за теоріями типу Тимошенка, так і за теорією Е. Рейсснера, можна записати у вигляді:

$$\begin{aligned} \Delta\gamma_x + \frac{1+\nu}{2} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial\gamma_y}{\partial x} - \frac{\partial\gamma_x}{\partial y} \right) &= \frac{k'Gh}{D} \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \gamma_x \right) \\ \Delta\gamma_y + \frac{1+\nu}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial\gamma_x}{\partial y} - \frac{\partial\gamma_y}{\partial x} \right) &= \frac{k'Gh}{D} \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \gamma_y \right); \\ \frac{\partial\gamma_x}{\partial x} + \frac{\partial\gamma_y}{\partial y} + \Delta w &= -\frac{q}{k'Gh}. \end{aligned} \quad (6)$$

Тут $k' = 5/6$ – коефіцієнт зсуву, який залежить від прийнятого закону розподілу дотичних напружень τ_{xz} , τ_{yz} і використовується у неklasичних теоріях згину типу Тимошенка. В теорії Е. Рейсснера та низці деяких інших неklasичних теорій приймається, що ці дотичні напруження змінюються за законом квадратної параболи, а замість величини k' використовується число $5/6$.

Одержана система диференціальних рівнянь має сумарний шостий порядок і є значно складнішою (у порівнянні з теорією Кірхгофа) для інтегрування. Тому, здійснивши розклад кутів повороту перерізів γ_x, γ_y через деяку потенціальну функцію

$$\phi(x, y) = w + \frac{D}{k'G_\alpha h}(\Delta w) \text{ та нову вихрову функцію } \psi, \text{ у вигляді:}$$

$$\gamma_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial y}, \quad \gamma_y = -\frac{\partial \phi}{\partial y} - \frac{\partial \psi}{\partial x}, \quad (7)$$

Е. Рейсснером було отримано нову систему рівнянь шостого порядку із невідомими w та ψ :

$$D\Delta\Delta w = q - \varepsilon_R \Delta q; \quad (8)$$

$$\Delta\psi - \frac{10}{h^2}\psi = 0. \quad (9)$$

Тут $\varepsilon_R = \frac{(2-\nu)h^2}{(1-\nu)10}$ — параметр, що в теорії Е. Рейсснера враховує

вплив деформації поперечного зсуву та поперечного напруження σ_z , $\varepsilon_R = \varepsilon_T = \frac{0,2h^2}{(1-\nu)}$ — в інших теоріях типу Тимошенка, де не

враховуються ні напруження σ_z , ні поперечне обтиснення; ψ — вихрова складова деформації поперечного зсуву, що має властивості функції пограничного шару та описує крайовий ефект Рейсснера.

Одержана система рівнянь відрізняється від розрахункового рівняння класичної теорії тонких пластин (із сумарним четвертим порядком) вищим, шостим, сумарним порядком диференціальних рівнянь і наявністю параметра ε_R , який є результатом врахування деформації поперечного зсуву. Для класичної теорії цей параметр

дорівнює нулю, бо вважається, що поперечна жорсткість тонкої пластини є нескінченно великою ($G_z \rightarrow \infty$). Наявність додаткового рівняння Гельмгольца (9) для *некласичної* теорії дозволяє задовольнити трьом граничним умовам на краю пластини, замість двох – для класичної теорії. Зокрема, для вільного краю пластини умови (4) задовольняються повністю (без введення уявної, фіктивної поперечної сили). Крім відомих класичних умов, *некласичні* теорії допускають більшу варіативність граничних умов на краях пластинок, ніж це допускає теорія тонких пластинок Кірхгофа. Одночасно, граничні умови, які можна сформулювати за допомогою рівнянь *некласичної* теорії тонких пластинок, не можна вважати точними порівняно з граничними умовами для товстих плит у постановці просторової задачі теорії пружності. Теорія типу Тимошенка була застосована також для визначення частот і форм поперечних коливань пластин і стрижнів.

Пізніше (у 1957 р.), П. Нагді [5] поширив теорію Е. Рейсснера на розрахунок оболонок, де нормальні переміщення w задавалися вже квадратною параболою

$$w = w(x, y) + zw'(x, y) + 0,5z^2w''(x, y). \quad (10)$$

Тут $w'(x, y)$ і $w''(x, y)$ — невідомі функції, що знаходяться із рівнянь змішаного варіаційного принципу Геллінгера-Пранге-Рейсснера.

Разом з тим, великим недоліком цих теорій є існування першої гіпотези про лінійність (стосовно поперечної координати) переміщень і напружень, паралельних до серединної поверхні пластини, що вносить істотні похибки, якщо її матеріал має низьку поперечну (зсувну) жорсткість. Теорія Е.Рейсснера для випадку ортотропних пластин була узагальнена К. Гіркманом і Р. Біром [6]. Дещо пізніше (у 1975 р.) Е. Рейсснер [7] запропонував також модифікацію своєї теорії для трансверсально-ізотропних та ортотропних пластин, де тангенціальні компоненти вектора переміщень є нелінійними функціями від координати z та частково врахував поперечне обтіснення у вигляді (10). Ще ширше названі фактори були враховані у роботах авторів [8,9].

Вихід у світ обширних монографій та оглядів С.А. Амбарцумяна [10], Я.М. Григоренка та А.Т. Василенка [11], Гольденвейзера А.Л. [12], Б.Л. Пелеха [13] та інших [14], завершив формування уточнених технічних моделей тонких пластин і

оболонок першого наближення для матеріалів, що слабо опираються поперечному зсувові.

1. Kirchoff G.R. Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheibe. J. für die reine und angew. Mathematik (*Crelle*), 1850. Bd. 40, № 1, SS. 51-88.

2. Кільчевський М.О. Основні рівняння рівноваги пружних оболонок і деякі методи їх інтегрування // Зб. праць ін-ту математики АН УРСР. 1940. №№ 4,5,6.

3. Timoshenko S.P. On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars // Phil. Magazine and J. Science, 1921, v.41, ser.6, №245, p.744-746.

4. Reissner E. On the theory of bending of elastic plates // J. Math. and Phys., 1944, v.33, p.184-191.

5. Naghdi P.M. On the theory of thin Elastic Shells // Quart. of Appl. Mathematics. 1957, v.14, №4, p. 369-380.

6. Girkmann K., Beer R. Anwendung der verschafften Plattentheorie nach Eric Reissner auf orthotrope Platten, Öster. Ing. Arch., 1958, V. 101-110.

7. Reissner E. On transverse bending of plates, including the effect of transverse shear deformation, // Int. J. Solids. Structures, 1975, v.11, p. 569-573.

8. Шваб'юк В.И. Об одном варианте обобщенной теории трансверсально изотропных плит // Прикл. механика, 1974. Т.10. №11. – С.87-92.

9. Шваб'юк В.І. Лінійне деформування, міцність і стійкість композитних оболонок середньої товщини / В.І. Шваб'юк, С.В. Ротко // Монографія. – Луцьк: РВВ Луцького НТУ, 2015. – 264 с.

10. Амбарцумян С.А. Теория анизотропных пластин. – М.: Наука, 1987. – 360 с.

11. Григоренко Я.М., Василенко А.Т., Голуб Г.П. Статика анизотропных оболочек с конечной сдвиговой жесткостью. – К.: Наукова думка, 1987. – 216 с.

12. Гольденвейзер А.Л., Каплунов Ю.Д., Нольде Е.В. Асимптотический анализ и уточнение теорий пластин и оболочек типа Тимошенко-Райсснера // Механика твердого тела. – М., 1990. № 6. – С.124-138.

13. Пелех Б.Л. Теория оболочек с низкой сдвиговой жесткостью. – К.: Наук. думка, 1973. – 246 с.

14. Григолюк Э.И., Толкачев В.М. Контактные задачи теории пластин и оболочек. – М.: Машиностроение, 1980. – 416 с.

УДК 624.12.5

**ВИЗНАЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ РОСТЯГНУТИХ
СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**DETERMINATION OF RELIABILITY STRETCHED FIBRE
REINFORCED CONCRETE ELEMENTS**

Сунак П.О., к.т.н., доц., Синій С.В., к.т.н., доц., Мельник Ю.А., к.т.н., Боярчук Б.А., к.т.н., доц., Парасюк Б.О. (Луцький національний технічний університет)

Sunak P.O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Synii S.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Melnyk J. A., Ph.D. in Engineering, Boyarchuk B.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Parasyk B.O. (Lutsk National Technical University)

Оцінено надійність розтягнутих сталевібробетонних елементів. Проаналізовано залежність надійності від класу бетону матриці та відсотку фібрового армування. Проаналізовано змінюваність несучої здатності розтягнутого сталевібробетонного елемента.

As you know, the main drawback of the most common building material - concrete, and various kinds of modifications is its low tensile strength and low fracture toughness as a result. To improve the performance properties of concrete can be due to concrete reinforcement randomly arranged short segments of steel wire. The resulting material is called fibre reinforced concrete. So fibre reinforced concrete - a composite material consisting of a matrix and randomly located in her short segments of steel wire - fiber. How often use fine-grained matrix of concrete that compared with other concrete is more homogeneous material. Steel fibers can be produced from low-carbon wire of periodical profile or smooth diameter with a value of 0.3 to 2 mm, steel tape. In the article reviewed reliability stretched fibre reinforced concrete elements. Class reliability analysis of concrete matrix and reinforcement percentage fibreboard. Analyzed the variability bearing capacity stretched fibre reinforced concrete element.

Ключові слова: сталевібробетон, надійність, елемент, міцність.
Keywords: fibre reinforced concrete, reliability, element, strength.

Забезпечення надійності будівель і споруд – одна з найважливіших проблем будівельної науки. Це зумовлюється двома основними причинами. По-перше, системи надзвичайно поскладнішали (сучасні споруди можуть мати багато елементів із складним характером взаємодії як між собою так і з навколишнім середовищем) і, по-друге, багато будівель і споруд мають особливу цінність у національних і навіть загальнолюдських масштабах (унікальні споруди, великі атомні, теплові та гідроенергетичні станції, мережі найбільших енергосистем тощо), порушення функціонування яких може призвести до великих матеріальних втрат. Отже нині є актуальним впровадження в практику розрахунку будівельних конструкцій на надійність.

Вагомий внесок в розробку методів теорії надійності будівельних конструкцій зробили В.А.Балдін, А.Я.Барашиков, Б.І.Беляєв, В.В.Болотін, А.П.Буличьов, О.О.Гвоздев, А.В.Геммерлінг, І.І.Гольденблат, М.М.Застава, В.М.Кєлдиш, В.А.Клевцов, М.Б.Краковський, А.П.Кудзіс, Є.М.Бабич, З.Я.Бліхарський, Є.В.Клименко, В.В.Шваб'юк, С.Д.Семенюк, М.Г.Сур'янінов, О.С.Личьов, С.Ф.Пічугін, Д.М.Подольський, В.Д.Райзер, О.Р.Ржаніцин, О.П. Сунак, О.А.Ужегова, О.С.Чернева та інші. З аналізу випливає, що надійність сталевібробетонних конструкцій до цього часу практично не розглянута. Отже виникає багато питань як з точки зору надійності самих конструкцій так і з точки зору надійності розрахункових формул.

Сталевібробетон – композиційний матеріал, складається з матриці – дрібнозернистого бетону, і хаотично розташованих в просторі фібр – сталевих волокон [5]. Основна перевага сталевібробетону полягає в значному покращенні роботи бетонної матриці, армованої сталевими фібрами, при виникненні розтягувальних напружень [3]. Під час роботи матеріалу в пружній стадії сталеві волокна, маючи більший модуль пружності у порівнянні з бетоном, сприймають значну частину навантаження, частково розвантажуючи бетонну матрицю. В момент утворення і розкриття тріщин в бетоні сталеві фібри, перетинаючи мікротріщину, стримують її ріст, сприяючи більш повному перерозподілу зусиль по всьому об'єму елемента [2].

В основу детермінованого розрахунку центрально розтягнутого сталевібробетонного елемента [4] покладено умову міцності, що має вигляд:

$$N \leq N_{ut} = R_{sfbt} A_{sfb,tot} \quad (1)$$

де N – поздовжня сила в перерізі елемента від розрахункового навантаження; R_{sfbt} – розрахунковий опір сталевібробетону на розтяг; $A_{sfb,tot}$ – площа поперечного перерізу елемента $b \times h$.

Як зазначено в [2] міцність сталевібробетону на розтяг залежить від об'ємного коефіцієнта армування, виду, розмірів і характеру поверхні фібр, класу бетону матриці, а також від геометричних розмірів перерізу елемента. При цьому розрізняють два випадки руйнування сталевібробетонного елемента: випадок 1 – висмикування усіх фібр; випадок 2 – розрив і висмикування частини фібр. У першому випадку, при $l_{f,an} > l_f/2$, міцність сталевібробетону на розтяг визначають за формулою

$$R_{sfbt} = m_2 R_b \left(\frac{k_{0r}^2 \mu_{fV} l_f}{4\eta d_f} + 0,08 - 5,5 \mu_{fV} \right). \quad (2)$$

У другому випадку, коли $l_{f,an} < l_f/2$

$$R_{sfbt} = m_1 \left[k_{0r}^2 \mu_{fV} R_f \left(1 - \frac{l_{f,an}}{l_f} \right) + R_b (0,08 - 5,5 \mu_{fV}) \right]. \quad (3)$$

У формулах (2) та (3) прийняті такі позначення:

$l_{f,an}$ – мінімальна довжина замурування фібр в бетоні, що відповідає їх обриву при висмикуванні, мм,

$$l_{f,an} = \frac{\eta d_f R_f}{R_b}; \quad (4)$$

$m_1 = 1,1$ (для фібр з анкерами); $m_1 = 1,0$ (для фібр без анкерів); $m_2 = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи фібр; R_b – призмova міцність бетону матриці, МПа; R_f – розрахунковий опір фібр, МПа; d_f , l_f – відповідно діаметр та довжина фібр, мм; k_{or} – коефіцієнт орієнтації фібр відносно напрямку головних розтягувальних напружень; η – характеристика зчеплення фібр з бетоном.

Для оцінювання надійності використано метод статистичного моделювання (Монте-Карло) [1]. При цьому статистичні характеристики міцності сталевібробетону (R_{sfbt} , $V_{R_{sfbt}}$) визначені двома шляхами. У першому – випадковою величиною приймали значення R_{sfbt} , представлене у вигляді композитного умовно

однорідного матеріалу, а в другому – значення R_{sfbt} визначали із співвідношень (2), (3) в залежності від складових R_b та R_f , які утворюють характеристику R_{sfbt} . Врахувавши лінійну залежність у співвідношенні (1), кількість статистичних випробувань можна прийняти дещо меншою і обмежити її 30000. У статистичному експерименті розглянуто сталеві фібробетонні елементи з площею поперечного перерізу $A_{sfb,tot} = 1\text{ м}^2$, армований фібрами з маловуглецевого дроту ($l_f = 50$ мм, $d_f = 0,5$ мм).

До випадкових величин віднесено опір сталеві фібробетону на розтяг R_{sfbt} , який у першому випадку обчислення підставляли у формулу (1) як для однорідного матеріалу з його власною мінливістю. У другому випадку, при обчисленні N_{ut} за (1) R_{sfbt} знаходили за формулою (2), коли відбувається часткове висмикування фібр з матриці і сталеві фібробетон працює більш ефективно з урахуванням мінливості усіх складових, тобто R_b та R_f . При цьому прийняті такі вихідні дані: $m_1 = 1$, $k_{0r} = 0,516$, $\eta = 0,6$, $l_f = 50$ мм, $d_f = 0,5$ мм. Для дослідження надійності оцінка проводилась при різних значеннях класів бетону матриці, відсотку фібрового армування і коефіцієнтів варіації випадкових величин. Оскільки статистичних досліджень розтягнутого сталеві фібробетону недостатньо, то значення $V_{R_{sfbt}}$ були прийняті в 1,3 рази вищими за $V_{R_{sfb}}$. На рис. 1, 2, 3 зображені графічні залежності надійності розтягнутих сталеві фібробетонних елементів від відсотку фібрового армування при різних класах бетону матриці.

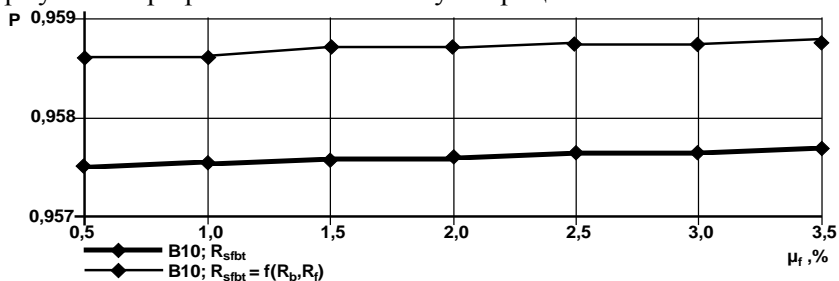


Рис.1. Залежність надійності розтягнутих сталеві фібробетонних елементів при класі бетону матриці B10 від відсотку фібрового армування

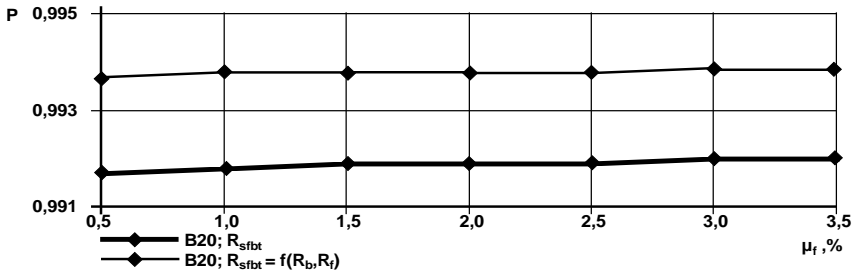


Рис.2. Залежність надійності розтягнутих сталевібробетонних елементів при класі бетону матриці В20 від відсотку фібрового армування

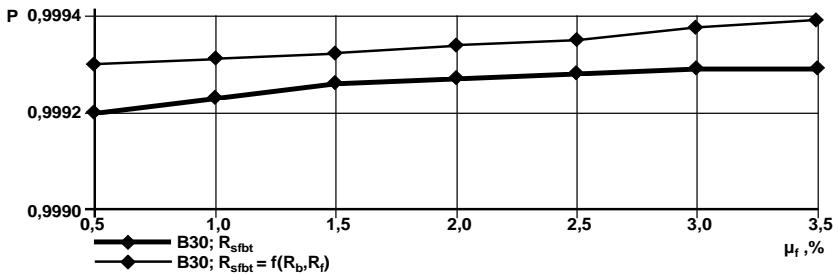


Рис.3. Залежність надійності розтягнутих сталевібробетонних елементів при класі бетону матриці В30 від відсотку фібрового армування

Взагалі розтягнуті сталевібробетонні елементи у порівнянні зі стиснутими мають значно нижчу надійність – від 0,957573 до 0,999394, залежно від класу бетону матриці і відсотку фібрового армування та мінливості міцнісних характеристик сталевібробетону. В результаті виконаних розрахунків встановлено, що при прийнятих коефіцієнтах варіації вихідних параметрів надійність перевищує значення 0,9986 тільки при класі бетону матриці В30. При класах бетону матриці В10, В20 вона є недостатньою. Отже при коефіцієнтах варіації вихідних параметрів більших за 12% прийняті розрахункові формули треба використовувати досить обережно, так як надійність розтягнутих сталевібробетонних елементів не відповідає нормам щодо забезпеченості розрахункових опорів. Розходження результатів оцінки між першим випадком, коли сталевібробетон представлений

як однорідний матеріал міцністю R_{sfbt} , і другим, коли його міцність розглянуто в залежності від складових R_b , R_f , які мають свою власну мінливість, при всіх розглянутих класах незначне. Це дає змогу, при відсутності даних про змінюваність фізико-механічних властивостей сталевібробетону обчислити надійність, розглянувши сталевібробетон в залежності від мінливості властивостей складових компонентів: матриці і сталевих фібр. Такий підхід є досить важливим тому, що статистичних досліджень змінюваності величини R_{sfbt} не достатньо.

Із збільшенням відсотку фібрового армування і класу бетону матриці спостерігається поступове зростання надійності. Більший вплив на підвищення надійності має клас бетону матриці. Так, із зміною відсотку фібрового армування від 0,5% до 3,5% за об'ємом при класі бетону матриці В10 надійність зростає в середньому від 0,957573 до 0,957665 у першому випадку і від 0,958684 до 0,958684 – у другому; при класі бетону матриці В20 – від 0,991803 до 0,991882 у першому і від 0,993804 до 0,993883 – у другому і при класі бетону матриці В30 – від 0,999209 до 0,999299 у першому і від 0,999306 до 0,999394 – у другому. Це очевидно можна пояснити тим, що із збільшенням класу бетону матриці і відсотку фібрового армування відбувається зменшення мінливості призової міцності сталевібробетону, оскільки мінливість величини R_{sfbt} взято в залежності від мінливості R_{sfb} . Окрім того із збільшенням класу бетону матриці зменшується мінливість призової міцності самої матриці.

Таким чином, для розтягнутих елементів характерна найбільша надійність при класі бетону матриці В30 і відсотку фібрового армування 3,5 % за об'ємом і найменша при класі бетону матриці В10 і відсотку фібрового армування 0,5 % за об'ємом.

Щодо коефіцієнта варіації несучої здатності, то він є досить різним (рис. 4).

Так, при класі бетону матриці В10 в першому випадку, коли сталевібробетон представлений як однорідний матеріал міцністю R_{sfbt} , він коливається від 23,9 до 23,7%, і в другому, коли його міцність розглянуто в залежності від складових R_b , R_f , які мають свою власну мінливість – від 22,7% до 22,5%; при класі бетону

Сучасні методи розрахунків у будівництві

матриці В20 в першому випадку $V_{N_{ut}}$ коливається від 16,1% до 15,9%, в другому випадку – від 15,5% до 15,3% і при класі бетону матриці В30 $V_{N_{ut}}$ знаходиться в межах від 10,2% до 10,1% – у першому випадку і в межах від 9,2% до 9,1% – у другому випадку.

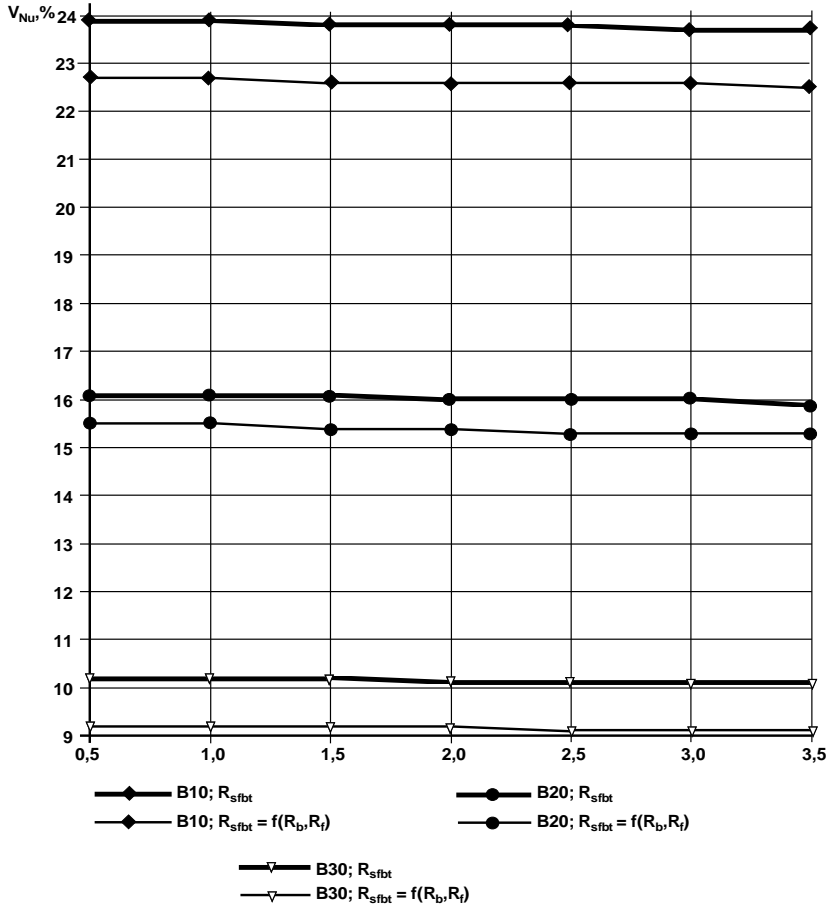


Рис.4. Залежність коефіцієнта варіації несучої здатності розтягнутих сталевібробетонних елементів від відсотку фібрового армування

Отже коефіцієнт варіації несучої здатності розтягнутих сталевібробетонних елементів має тенденцію зменшуватись із збільшенням відсотку фібрового армування і класу бетону матриці. Окрім того, значний вплив на змінюваність несучої здатності має мінливість вихідних параметрів, а саме коефіцієнт варіації $V_{R_{sfbt}}$ у першому випадку і коефіцієнти варіації V_{R_b} та V_{R_f} у другому.

Таким чином встановлено що при прийнятих коефіцієнтах варіації вихідних параметрів надійність перевищує значення 0,9986 тільки при класі бетону матриці В30. При класах бетону матриці В10, В20 вона є недостатньою. Отже при коефіцієнтах варіації вихідних параметрів більших за 12% прийняті розрахункові формули треба використовувати досить обережно, оскільки надійність розтягнутих сталевібробетонних елементів не відповідає нормам щодо забезпеченості розрахункових опорів. При відсутності даних про змінюваність фізико-механічних властивостей сталевібробетону можна обчислити надійність, розглянувши сталевібробетон в залежності від мінливості властивостей його складових компонентів: матриці і сталевих фібр [6].

1. Барашиков А. Я., Сирота М. Д. Надійність будівель і споруд [Текст] // А. Я. Барашиков, М. Д. Сирота. - Київ, 1998. – 204 с.
2. Кричевский С. А. Прочность, деформативность и трещиностойкость торкрет-сталевібробетонных покрытий железобетонных балок: Диссертация на соискание научной. степени кандидата технических наук. – Киев, 1996. – 152 с.
3. Лысенко Е.Ф., Гетун Г.В. Проектирование сталевібробетонных конструкций [Текст] // Е. Ф. Лысенко, Г. В. Гетун. - Киев, 1989. – 184 с.
4. Сунак О. П. Прочность, трещиностойкость и деформативность нормальных сечений изгибаемых комбинированно армированных сталевібробетонных элементов: Диссертация на соискание научной. степени кандидата технических наук: 05.23.01. - Киев, 1986. – 175 с.
5. Сунак О. П. Сталевібробетонні конструкції: Навч. посібн. [Текст] // О. П. Сунак. - Луцьк: Media, 1999. – 158 с.
6. Сунак П.О. Оцінювання надійності сталевібробетонних елементів: Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук: 05.23.01. - Львів, 2001. – 154с.

УДК 624.012.25: 539.386

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ОКРЕМИХ ФАКТОРІВ НА
МІЦНІСТЬ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ МЕТОДОМ
МАТЕМАТИЧНОГО ПЛАНУВАННЯ ЕКСПЕРИМЕНТУ**

**RESEARCH OF THE INFLUENCE OF INDIVIDUAL FACTORS
ON DURABILITY OF STEELFIBERCONCRETE BY THE
METHOD OF MATHEMATICAL PLANNING OF EXPERIMENT**

**Ужегов С.О., асистент (Луцький національний технічний
університет)**

**Uzhehov S.O., Assistant Professor (Lutsk National Technical
University)**

Математичним моделюванням на основі трирівневого плану другого порядку Бокса-Бенкена досліджена міцність сталевібробетону на розтяг, залежно від факторів: міцності бетону матриці, коефіцієнта фібрового армування, діаметра фібр.

The strength of the steel fiber concrete is ensured by many factors: class of concrete matrix characteristics of the fiber, coefficient of fiber reinforcement, the nature of the load on the structure, duration of processes, and other factors. To determine the extent of their influence on the quality of the steel fiber concrete using system analysis, perform mathematical modeling with obtaining the regression equation. Based on a three-tier plan of the second order Box-Behnken were studied the strength of fiber concrete in tension, depending on the factors: the strength of the concrete matrix, fiber reinforcement ratio and diameter of the fibers.

Ключові слова: сталевібробетон, фактор, математичне планування, Бокс-Бенкен.

Keywords: steelfiberconcrete, factor, mathematical planning, Box-Behnken

Міцність сталефіробетону забезпечується багатьма чинниками: класом бетону матриці, характеристиками фібр, коефіцієнтом фібрового армування, характером навантаження, тривалістю процесів та іншими факторами. Визначити ступінь їх впливу на якість сталефіробетону можна за допомогою системного аналізу, виконавши математичне моделювання з отриманням рівняння регресії. Мета математичного методу планування експерименту полягає у встановленні математичної моделі даного дослідження, тобто встановлюється функція, яка є визначальною для результату дослідження, виходячи з певних вихідних умов.

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

$y = b_0 + b_1x_1 + \dots + b_nx_n + b_{12}x_1x_2 + \dots + b_{(n-1)n}x_{(n-1)}x_n + b_{11}x_1^2 + \dots + b_{nn}x_n^2$,
де y – розрахункове значення параметра оптимізації; b_0, b_i, b_{ij}, b_{ii} – коефіцієнти регресії, які визначають статистичним шляхом на основі експериментів; x_i – кодована (нормована) змінна, причому

$$x_i = \frac{X_i - X_{0i}}{\Delta X_i}; \Delta X_i - \text{натуральне значення інтервалу варіювання } i\text{-}$$

того фактору, X_i – натуральне значення рівнів i -того фактору (X_{0i} – основний рівень).

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

За основні фактори, які суттєво впливають на міцність сталефіробетону, прийняті міцність бетону матриці, коефіцієнт фібрового армування, діаметр фібри. Ці фактори не мають між собою кореляції. Бетон як матриця сталефіробетону є пружно-пластичним матеріалом з криволінійними діаграмами дійсного механічного стану, а міцність сталефіробетону нелінійно залежить від зазначених факторів.

У дослідженні виконаємо трифакторний експеримент, у якому параметром оптимізації приймемо межу міцності сталефіробетону при розтягу, а факторами впливу прийнято: X_1 – міцність бетону

Сучасні методи розрахунків у будівництві

матриці, МПа; X_2 – коефіцієнт фібрового армування; X_3 – діаметр фібри, мм.

Для такого трифакторного експерименту рівняння регресії матиме вигляд:

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3,$$

де x_1, x_2, x_3 – кодовані значення факторів; $b_1, b_2, b_3, b_{11}, b_{22}, b_{33}, b_{12}, b_{13}, b_{23}$ – коефіцієнти при відповідних значеннях x .

Проведемо кодування факторів для переведу натуральних факторів у безрозмірні величини з метою побудови план-матриці експерименту.

Таблиця 1

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Натуральний вигляд	Кодований вигляд	-1	0	+1	
Призмова міцність бетону матриці, $f_{cm,prism}$, МПа	x_1	15,1	19,4	24,3	4,6
Коефіцієнт фібрового армування за об'ємом, μ_{fv}	x_2	0,005	0,010	0,015	0,005
Діаметр фібри, d_f , мм	x_3	0,8	0,9	1,0	0,1

Перший фактор – міцність бетону – теж залежить від багатьох факторів, тому забезпечити однаковий інтервал варіювання на усіх трьох рівнях досить проблематично. У плані передбачалося використання бетонів трьох різних класів С16/20, С20/25, С25/30 з властивою їм характеристикою – середньою призмовою міцністю. Щоб мати однакові інтервали варіювання призмової міцності бетону, попередньо виконували розрахунок складу бетону, на основі якого робили пробні заміси, виготовляли дослідні зразки у вигляді бетонних призм. Призми витримували у нормальних умовах і випробовували у віці 28 діб. Результатом випробувань призм стала міцність на основному рівні $f_{cm,prism} = 19,4$ МПа, на нижньому рівні $f_{cm,prism} = 15,1$ МПа (-4,3), а на верхньому – $f_{cm,prism} = 24,3$ МПа (+4,9). В середньому інтервал варіювання склав 4,6 МПа. При такому значенні інтервалу варіювання відхилення нижнього і

верхнього рівнів від основного менше 0,58% і знаходиться в межах точності виконання експерименту.

Другий фактор – коефіцієнт фібрового армування за об'ємом, μ_{fv} , має високий ступінь управління, що дає можливість вибрати заданий рівень варіювання: на основному рівні планування (0) прийнято $\mu_{fv} = 0,010$; на нижньому рівні (-1) $\mu_{fv} = 0,005$, а на верхньому рівні (+1) $\mu_{fv} = 0,015$. Крок варіювання становить 0,005.

Третій фактор – діаметр фібри, d_f , МПа. В експериментальному дослідженні використано сталеву фібру з низьковуглецевого дроту (без термообробки) за ТУ У 28.7-05393145-004:2005, ТУ У В.2.7-28.7-00191046-015:2007, виготовлену ПП «Метизи-94», м. Запоріжжя. Відповідно до сертифікату на продукцію, тимчасовий опір розриву фібри становить 1150 МПа, довжина 50 мм, а діаметр 0,8 мм (-1 – нижній рівень), 0,9 мм (0 – основний рівень планування), 1,0 мм (+1 – верхній рівень). Крок варіювання становить 0,1 мм.

Розрахунок складу бетону виконували за методом Болоемя-Скромтаєва. В результаті розрахунку отримали такі склади:

1. С16/20 – 1:1,91:3,54 при В/Ц = 0,59;
2. С20/25 – 1:1,78:2,90 при В/Ц = 0,51;
3. С25/30 – 1:1,45:2,55 при В/Ц = 0,45.

Для виготовлення бетонної суміші матриці використано портландцемент марки М500 Здолбунівського цементно-шиферного комбінату Рівненської області відповідно ДСТУ Б В.2.7-112-2002. В якості крупного заповнювача використано гранітний щебінь фракції 5 – 10 мм Томашгородського кар'єру Рівненської області. Дрібним заповнювачем був попередньо відмулений кварцовий пісок (відповідно до ДСТУ Б В.2.7-29-95) Брищенського кар'єру Волинської області з модулем крупності $M_{кр} = 2,4$.

З бетонної суміші кожного розрахункового складу було виготовлено по 6 шт. бетонних кубів розмірами 150 × 150 × 150 мм для визначення кубикової міцності бетону та по 6 шт. призм розмірами 150 × 150 × 600 мм для визначення призмової міцності бетону (зразки виготовляли у стандартних металевих формах за ДСТУ Б В.2.7-214:2009). Випробування проводилися на лабораторному пресі ПСУ-125, що відповідає ГОСТ 28840. У віці 28 діб середня кубикова міцність для бетонів класів С16/20, С20/25, С25/30 становила $f_{cm,cube} = 24,4$ МПа; 27,6 МПа; 32,6 МПа, відповідно. Встановлена кубикова міцність вказує на відповідність

прийнятим класам бетону за ДБН В.2.6-98:2009. Середня призмova міцність бетону С16/20, С20/25, С25/30 становила $f_{cm,prism} = 19,4$ МПа; 15,1 МПа; 24,3 МПа, відповідно, що відповідає умовам плану.

Основні дослідні зразки виготовляли у нестандартних металевих формах у вигляді сталевібробетонних призм квадратного перерізу зі стороною 150 мм, висотою 600 мм. Призми мали спеціальне пристосування для забезпечення здійснення випробування на розтяг. Це пристосування (за АС №387248, 1973) включає дві торцеві плити, кожна з чотирма анкерними болтами різної довжини, а також зі сферичними гніздами для влаштування кулькових шарнірів і тяги. Всі параметри дослідних зразків відповідали матриці плану експерименту. У кожній точці плану виготовляли по три зразки, а на основному рівні – дев'ять зразків.

Сталевібробетонну суміш готували у бетонозмішувачі, формування зразків з ущільненням суміші здійснювали на вібростолі. Через три доби зразки розпалублювали, пересипали вологою тирсою, закривали поліетиленовою плівкою і зберігали протягом 28 діб, періодично зволожуючи. Після цього дослідні зразки були випробувані у лабораторії на розривній гідравлічній машині УММ-50. Випробування призм виконували при одноразовому навантаженні на центральний розтяг до руйнування. Навантаження прикладалося ступенями, величина яких становила 5 – 8% від руйнівного зусилля. Щоразу робилася витримка протягом 5 хвилин для стабілізації напружено-деформованого стану та візуального огляду дослідного зразка.

При випробуванні основних зразків для кожного з них було встановлене руйнівне зусилля, за яким була визначена міцність на розтяг, а також їх середні значення (таблиця 2).

Отримавши дослідні дані, необхідно перевірити їх відтворюваність. При однаковій кількості повторностей кожного досліді (для кожної точки плану) перевірку виконують за критерієм Кохрена. Табличне значення критерія Кохрена при кількості дослідів $n = 15$ та числі ступенів свободи кожного досліді $f_u = m_0 - 1 = 3 - 1 = 2$ (m_0 – число повторностей) $G(0,05; n; f_u) = 0,296$. Розрахункове значення критерія Кохрена визначається за

формулою: $G = s_{u,max}^2 / \sum_{u=1}^n s_u^2$, де s_u^2 – дисперсія, що характеризує

розсіювання результатів у u -тому досліді; $s_{u, max}^2$ – найбільша з цих дисперсій.

Таблиця 2

Матриця плану Бокса-Бенкена та вихідні експериментальні дані

Точки плану	Матриця планування			Вихідні параметри, f_{eff} , МПа			
	x_1	x_2	x_3	$f_{eff1}(y_{u1})$	$f_{eff2}(y_{u2})$	$f_{eff3}(y_{u3})$	$f_{effm}(\bar{y}_u)$
1	+1	+1	0	2.83	2.77	2.76	2.79
2	+1	-1	0	1.74	1.71	1.71	1.72
3	-1	+1	0	1.86	1.83	1.85	1.85
4	-1	-1	0	1.15	1.18	1.14	1.16
5	+1	0	+1	2.17	2.19	2.22	2.19
6	+1	0	-1	2.32	2.34	2.35	2.34
7	-1	0	+1	1.42	1.44	1.41	1.42
8	-1	0	-1	1.59	1.57	1.57	1.58
9	0	+1	+1	2.19	2.18	2.16	2.18
10	0	+1	-1	2.47	2.45	2.47	2.46
11	0	-1	+1	1.44	1.43	1.39	1.42
12	0	-1	-1	1.43	1.49	1.45	1.46
13	0	0	0	1.91	1.92	1.92	1.92
14	0	0	0	1.89	1.9	1.93	1.91
15	0	0	0	1.9	1.94	1.92	1.92

Дисперсію s_u^2 знаходять за формулою:

$$s_u^2 = \frac{1}{m_0 - 1} \sum_{i_k=1}^{m_0} (y_{ui_k} - \bar{y}_u)^2, \text{ де } i_k - \text{ номер повторності; } y_{ui_k} -$$

вихідний параметр при i_k -ій повторності.

Дисперсію відтворюваності s_o^2 (помилку досліді) визначають за формулою: $s_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{u=1}^n s_u^2$. У нашому випадку $m_0 = 3$, $n = 15$.

$$\text{Тоді } s_{u1}^2 = \frac{1}{3-1} \left[(2,83 - 2,79)^2 + (2,77 - 2,79)^2 + (2,76 - 2,79)^2 \right] =$$

$$= 0,00143, \text{ провівши аналогічно усі інші обчислення, отримаємо:}$$

$$s_{u2}^2 = 0,0003; \quad s_{u3}^2 = 0,00023; \quad s_{u4}^2 = 0,00043; \quad s_{u5}^2 = 0,00063;$$

Сучасні методи розрахунків у будівництві

$$s_{u6}^2 = 0,00023; \quad s_{u7}^2 = 0,00023; \quad s_{u8}^2 = 0,00013; \quad s_{u9}^2 = 0,00023;$$

$$s_{u10}^2 = 0,00013; \quad s_{u11}^2 = 0,0007; \quad s_{u12}^2 = 0,00093; \quad s_{u13}^2 = 0,00003;$$

$$s_{u14}^2 = 0,00043; \quad s_{u15}^2 = 0,0004.$$

$$\sum_{u=1}^n s_u^2 = 0,00143 + 0,0003 + 0,00023 + 0,00043 + 0,00063 + 0,00023 +$$

$$+ 0,00023 + 0,00013 + 0,00023 + 0,00013 + 0,0007 + 0,00093 +$$

$$+ 0,00003 + 0,00043 + 0,0004 = 0,0065 \text{ (МПа}^2\text{)}.$$

Дисперсія відтворюваності s_y^2 становить $s_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{u=1}^n s_u^2 =$
 $= 0,0065/15 = 0,000433 \text{ МПа}^2.$

$$\text{Критерій Кохрена } G = s_{u,max}^2 / \sum_{u=1}^n s_u^2 = 0,00143/0,0065 = 0,221,$$

що є меншим від табличного значення **0,296**, отже, робимо висновок, що процес відтворюваний.

Оскільки процес відтворюваний, то за допомогою методу найменших квадратів можна визначати коефіцієнти рівняння

$$\text{регресії: } b_0 = \frac{1}{n} \sum_{u=1}^n \bar{y}_u; \quad b_i = \frac{1}{n} \sum_{u=1}^n x_{iu} \bar{y}_u; \quad b_{ij} = \frac{1}{n} \sum_{u=1}^n x_{iu} x_{ju} \bar{y}_u, \text{ де}$$

n – число точок плану (число дослідів, у нашому випадку $n = 15$);

\bar{y}_u – середнє арифметичне значення вихідного параметра в u -тому досліді; x_{iu} – значення i -того кодованого фактора у рядку матриці в u -тому досліді; x_{ju} – значення j -того кодованого фактора у рядку матриці в u -тому досліді.

Після обчислень отримано рівняння регресії з факторами у кодованому вигляді:

$$y = 1,917 + 0,379 x_1 + 0,444 x_2 - 0,075 x_3 +$$

$$+ 0,019 x_1^2 - 0,022 x_2^2 - 0,038 x_3^2 + 0,009 x_1 x_2 + 0,027 x_1 x_3 - 0,078 x_2 x_3.$$

Адекватність цього рівняння можна перевірити за критерієм Фішера F . Адекватність буде властива, коли виконуватиметься

$$\text{нерівність: } F = \frac{s_{ad}^2}{s_y^2} < F(0,05; f_{ad}; f_y), \text{ де } s_{ad}^2 - \text{дисперсія}$$

адекватності, яку обчислюють за формулою:

$$s_{ad}^2 = \frac{1}{n-k-1} \sum_{u=1}^n (y - \bar{y}_u)^2, \text{ тут } y - \text{ розрахункове значення відгуку в}$$

u -тому досліді; f_{ad} – число ступенів свободи дисперсії адекватності $f_{ad} = n - k - 1$; k – число факторів, в даному випадку $k = 3$; f_y – число ступенів свободи дисперсії відтворюваності $f_y = n(m_0 - 1)$; m_0 – число повторностей, в даному випадку $m_0 = 3$;

Табличне значення критерію Фішера F при числі ступенів свободи дисперсії адекватності $f_{ad} = n - k - 1 = 15 - 3 - 1 = 11$ і при числі ступенів свободи дисперсії відтворюваності $f_y = n(m_0 - 1) = 15(3 - 1) = 30$ становить $F(0,05; f_{ad}; f_y) = 2,276$.

Для досліді №1 відгук

$$y^{(1)} = 1,917 + 0,379 x_1 + 0,444 x_2 - 0,075 x_3 + 0,019 x_1^2 - 0,022 x_2^2 - 0,038 x_3^2 + 0,009 x_1 x_2 + 0,027 x_1 x_3 - 0,078 x_2 x_3 = 1,917 + 0,379 \times (+1) + 0,444 \times (+1) - 0,075 \times 0 + 0,019 \times (+1)^2 - 0,022 \times (+1)^2 - 0,038 \times 0^2 + 0,009 \times (+1) \times (+1) + 0,027 \times (+1) \times 0 - 0,078 \times (+1) \times 0 = 2,827;$$

$$\text{для інших дослідів: } y^{(2)} = 1,759; y^{(3)} = 1,889; y^{(4)} = 1,181; y^{(5)} = 2,229; y^{(6)} = 2,325; y^{(7)} = 1,417; y^{(8)} = 1,621; y^{(9)} = 2,148; y^{(10)} = 2,454; y^{(11)} = 1,416; y^{(12)} = 1,41; y^{(13)} = y^{(14)} = y^{(15)} = 1,917.$$

Відповідне значення $(y - \bar{y}_u)^2$ для першого досліді $(2,827 - -2,79)^2 = 0,001369$; аналогічно для досліді №2 $0,001521$; для досліді №3 $0,001521$; для досліді №4 $0,000441$; для досліді №5 $0,001521$; для досліді №6 $0,000225$; для досліді №7 $0,000009$; для досліді №8 $0,0001681$; для досліді №9 $0,001024$; для досліді №10 $0,000036$; для досліді №11 $0,000016$; для досліді №12 $0,0025$; для досліді №13 $0,000009$; для досліді №14 $0,000049$; для досліді №15 $0,000009$.

Дисперсія адекватності

$$s_{ad}^2 = \frac{1}{n-k-1} \sum_{u=1}^n (y - \bar{y}_u)^2 = \frac{1}{11} (0,001369 + 0,001521 + 0,001521 + 0,000441 + 0,001521 + 0,000225 + 0,000009 + 0,0001681 + 0,001024 + 0,000036 + 0,000016 + 0,0025 + 0,000009 + 0,000049 + 0,000009) = 0,011931/11 = 0,001085.$$

$$s_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{u=1}^n s_u^2 = \frac{1}{15} 0,0065 = 0,000433 \text{ МПа}^2.$$

Отже, при дисперсії адекватності $s_{ad}^2 = 0,001085$; дисперсії відтворюваності $s_y^2 = 0,000433$ розрахункове значення критерію

Фішера становитиме: $F = \frac{s_{ad}^2}{s_y^2} = \frac{0,001085}{0,000433} = 2,503$, який менший

від табличного значення $F(0,05; f_{ad}; f_y) = 2,276$, отже, робимо висновок, що рівняння регресії адекватне.

У рівнянні

$$y = 1,917 + 0,379 x_1 + 0,444 x_2 - 0,075 x_3 + 0,019 x_1^2 - 0,022 x_2^2 - 0,038 x_3^2 + 0,009 x_1 x_2 + 0,027 x_1 x_3 - 0,078 x_2 x_3$$

фактори представлені у кодованому вигляді, тому постає потреба перейти до факторів у натуральному вигляді.

При $X_{01} = 19,4$ МПа; $\Delta X_1 = 4,6$ МПа; $X_{02} = 0,010$; $\Delta X_2 = 0,005$; $X_{03} = 0,9$ мм; $\Delta X_3 = 0,1$ мм, отримаємо:

$$x_1 = \frac{X_1 - 19,4}{4,6}; \quad x_2 = \frac{X_2 - 0,01}{0,005}; \quad x_3 = \frac{X_3 - 0,9}{0,1}.$$

Тоді, після підстановки та спрощення, рівняння регресії з натуральними факторами матиме вигляд:

$$y = -2,342 - 0,045 X_1 + 170,887 X_2 + 6,511 X_3 + 0,0009 X_1^2 - 880 X_2^2 - 3,8 X_3^2 + 3,913 X_1 X_2 + 0,059 X_1 X_3 - 156 X_2 X_3.$$

За цим рівнянням будують поверхні відгуку (рис. 1, 2, 3).

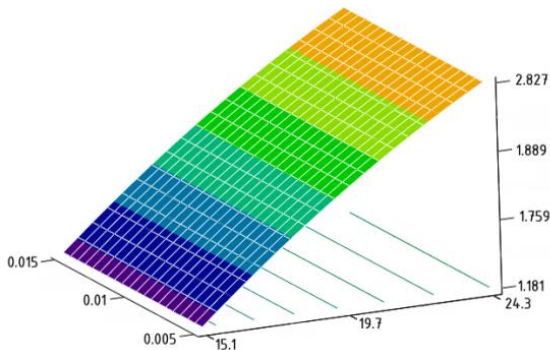


Рис. 1. Залежність міцності сталевібробетону при розтягу від класу бетону матриці та коефіцієнта фібрового армування

Знак біля коефіцієнта у рівнянні регресії показує характер впливу відповідного фактора: знак «+» свідчить про те, що зі збільшенням значення фактора величина відгуку зростає, а знак «-», що вона зменшується. Чим більше значення коефіцієнта, тим сильніший вплив фактора.

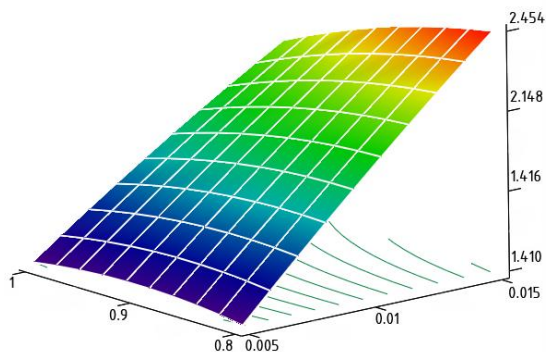


Рис. 2. Залежність міцності сталевібробетону при розтягу від діаметра фібр та коефіцієнта фібрового армування

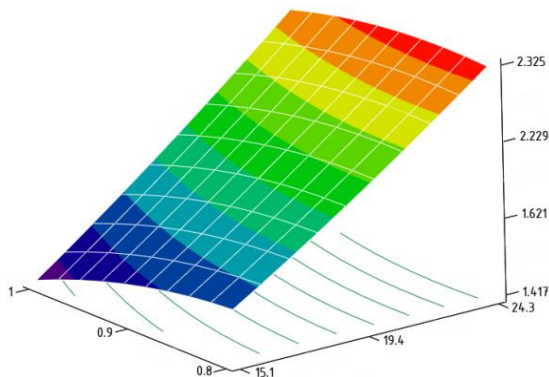


Рис. 3. Залежність міцності сталевібробетону при розтягу від класу бетону матриці та діаметра фібр

Завдяки використанню математичного методу планування експерименту формалізуються дії експериментатора, дослідження здійснюються при одночасному варіюванні багатьох факторів, рівні яких приймають за спеціальними розрахунками; число дослідів зводиться до мінімуму, а після кожної серії дослідів є можливість прийняти обгрунтоване рішення.

УДК 539.3

**ДО ПРОБЛЕМИ РОЗРОБКИ НОВИХ НЕКЛАСИЧНИХ
ТЕОРІЙ ЗГИНУ ОБОЛОНОК, ПЛАСТИН ТА БАЛОК (огляд)**

**Повідомлення 2. Проблема побудови уточнених деформаційних
теорій вищого рівня для оболонок, пластин та балок**

**TO THE PROBLEM OF DEVELOPING NEW NON-
KLASSICAL THEORIES OF BENDING OF SHELS, PLATES
AND BEAMS (review)**

**Message 2. The problem of constructing refined deformation
theories for shells, plates and beams**

**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, м. Луцьк)**

**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, Lutsk)**

Наводяться аналіз та принципи побудови уточнених деформаційних теорій вищого рівня для оболонок, пластин і балок, де основні напруження і відповідні їм переміщення уже змінюються за нелінійним законом. Дається також аналіз теорій, що додатково до деформацій поперечного зсуву враховують ще й деформації поперечного обтиснення.

In the message 1 discussed the principles of creating classic and refined deformation theories first level theories such as Timoshenko and E. Reissner for thin plates and rods. The analysis of these theories shows that most of them in various ways take into account only one of the main clarifying factors – averaged transverse shear deformation.

This report deals with the analysis and the principles of refined deformation theories for shells, plates and beams, where the main voltage and the corresponding displacement already change according to a nonlinear law. Also analyses the theories that in addition to transverse shear deformations into account also the deformation of the transverse compression.

Вступ. У повідомленні I розглядалися принципи побудови класичної та уточнених деформаційних теорій першого рівня — теорій типу С.Тимошенка та Е.Рейснера для тонких пластин і стрижнів. Аналіз згаданих теорій свідчить, що більшість із них різними способами враховують лише один із основних уточнювальних факторів – *усереднену деформацію поперечного зсуву*. Таке уточнення є достатнім для малоградієнтних навантажень, що деформують досить тонкі пластини та оболонки. Але у випадках, коли конструкційні елементи не є дуже тонкими (наприклад, товсті плити чи короткі балки) і/або перебувають під дією локальних навантажень чи контактних впливів, згадані неklasичні теорії все ж допускають значні похибки не лише кількісного, але й якісного характеру. У цих випадках і основні напруження, і відповідні переміщення, як показано С.Г. Амбарцумяном [1], Б.Ф.Власовим [2], А.Л. Гольденвейзером [3], а також М.П. Шереметьєвим і Б.Л. Пелехом [4], уже змінюються за нелінійним законом. Крім цього фактору, ще не менш важливим чинником, який повинен враховуватися для адекватного опису контактної взаємодії, є *поперечне обтиснення* [5]. Як показано у роботі [6], моделі, що його не враховують, спроможні лише на інтегральний опис явища контакту та не можуть претендувати на достатньо точне відтворення розподілу напружень і переміщень у зоні контакту тіл з оболонками, пластинами та балками.

Ще одним напрямком розрахунку пластин, що вимагає застосування *неklasичних теорій вищого рівня*, є розрахунок пластин із композитних матеріалів, армованих волокнами вуглецю, скла, графіту та іншими матеріалами, які мають високу питому міцність і жорсткість у поздовжньому напрямку, але низьку — у поперечному. Такі теорії було розвинено у працях і монографіях Б.Л.Пелеха [7], О.К.Малмейстера, В.П.Тамужа та Г.О.Тетерса [8], а також Ю.М. Тарнопольського і А.В.Розе [9] та інших.

1. Уточнені теорії вищого порядку, що враховують нелінійність переміщень і напружень

Уточнені теорії вищого порядку, що враховують нелінійність переміщень і напружень (без урахування поперечного обтиснення), майже одночасно були розроблені С.А. Амбарцумяном (1958р.) [1], Б.Ф.Власовим (1957р.) [2], А.Л. Гольденвейзером (1958 р.) [3], М.П. Шереметьєвим і Б.Л. Пелехом (1964р.) [4], І.А. Прусовим (1968р.) [10], Л.Г. Доннелом [11] та ін. А.Л. Гольденвейзер

розширив теорію Е.Рейсснера, ввівши у вирази для переміщень і напружень нелінійні доданки, а також проаналізував межі застосування класичних теорій оболонок і пластин та характер похибок, які вони можуть допускати. Названі автори також використали метод гіпотез, згідно з яким переміщення пластини записувались у вигляді:

$$u = u_0(x, y) + z\gamma_x + z^3\phi_x; \quad v = v_0(x, y) + z\gamma_y + z^3\phi_y; \quad w = w_0(x, y). \quad (1)$$

У цих рівняннях функції ϕ_x і ϕ_y визначаються певним чином через поперечні сили Q_x і Q_y , або відповідні дотичні напруження на рівні серединної поверхні пластини. Якщо у залежностях (1) здійснити заміни у вигляді:

$$\phi_x = -\frac{2Q_x}{Gh^3}, \quad \gamma_x = -\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{3Q_x}{2Gh}, \quad (x \leftrightarrow y),$$

то дана система може бути записана у формі, з якої добре видно як природу уточнення, так і різницю між класичною та уточненими теоріями тонких пластин:

$$\begin{aligned} u &= u_0(x, y) - z \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{3z}{2} \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{Q_x}{Gh}; \\ v &= v_0(x, y) - z \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{3z}{2} \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{Q_y}{Gh}; \\ w &= w_0(x, y). \end{aligned} \quad (2)$$

Із аналізу формул (2) видно, що в нелінійних доданках тангенціальних переміщень основну роль відіграє множник Q_i / Gh , куди входить поперечна сила (чисельник) та зсувна жорсткість (знаменник). Тому для композитних матеріалів із низькою зсувною жорсткістю цей множник може бути досить значним як для переміщень, так і для напружень.

Широкий спектр варіантів некласичних моделей оболонок і пластин на базі методу гіпотез розроблений також у монографіях і статтях В.В. Васильєвим [12], В.І. Гуляєвим, В.А. Баженовим і П.П. Лізуновим, [13], Л.П. Хорошуном та ін. [14], О.О. Рассказовим, І.І. Соколовською та М.О. Шульгою [15], С. Акавчі та А. Танрікулу [16] та ін. Ці дослідження стосуються різних проблем як для

анізотропних чи композитних матеріалів, так і для матеріалів із фізичною та геометричною нелінійністю. При цьому, в останній роботі [16], де дається аналіз втрати стійкості та коливань шаруватих композитних пластин, С. Акавчі та А.Танрікулу запропонували третій доданок переміщень (2) представляти гіперболічними функціями від z . Разом із тим, кожен із цих моделей можна ідентифікувати із тою чи іншою неklasичною теорією.

Огляд цих моделей досить ґрунтовно розглянуто також у великих оглядових роботах К.З. Галімова [17], Е.І. Григолюка та І.Т. Селезова [18], Я.М. Григоренка, А.Т. Василенка та Г.П. Голуб [19], В.Г. Піскунова і О.О. Рассказова [20] та ін.

2. Уточнені теорії вищого порядку, що враховують поперечне обтиснення

Теорії, що додатково до деформацій поперечного зсуву враховують ще й деформації поперечного обтиснення, є теоріями вищих порядків (порівняно з теоріями типу С. Тимошенка та С.Г. Амбарцумяна). Ними можна вважати теорії плит середньої товщини Х.М. Муштарі (1959р.) [21] та О.Ф. Рябова (1971р.), [22]. У 1970р. С.А. Амбарцумян [23] також доповнив свою теорію членами, що враховують ефект поперечного обтиснення. Згадані теорії, виходячи із різних початкових засад, зводяться практично до одних і тих самих розрахункових рівнянь, які враховують деформації поперечного зсуву та обтиснення (за рахунок ефекту Пуассона, як перше наближення), а також поперечне нормальне напруження σ_z . Крім задачі згину, ці теорії розглядають ще й напружено-деформований стан серединної поверхні пластини. Основним недоліком згаданих теорій є те, що вони не враховують краєвих ефектів, які описуються одним або кількома рівняннями Гельмгольца. Формули для переміщень за цими теоріями (враховуючи зауваження до третьої теорії) можна записати у вигляді:

$$\begin{aligned}
 u &= u_0(x, y) - z \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{3z}{2} \left[1 - \frac{4\beta}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{Q_x}{Gh}; \\
 v &= v_0(x, y) - z \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{3z}{2} \left[1 - \frac{4\beta}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{Q_y}{Gh}; \\
 w &= w_0(x, y) + \frac{\nu}{1-\nu} \frac{z^2}{2} \Delta w_0.
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

Тут $\beta = 1 - 0,5\nu$ – параметр, що враховує ефект поперечного обтиснення; ν – коефіцієнт Пуассона.

Правильність запропонованих гіпотез підтверджується абсолютним співпадінням виразів (3) для переміщень із відповідними виразами, одержаними А.Лявом (1935р.), [24, с.503] та А.І. Лур'є (1955р.), [25, с. 205] символічним методом однорідних розв'язків для товстих плит як перше наближення. Аналогічні результати для трансверсально-ізотропної товстої плити одержані С.Г. Лехніцьким (1958р.), [26] уже згаданим методом однорідних розв'язків. У нього переміщення u, v також мають вигляд (3), але з іншим значенням параметра $\beta = 1 - 0,5\nu''G' / G$, а вираз для переміщення w записується у вигляді

$$w = w_0(x, y) + \frac{\nu''}{1-\nu''} \frac{z^2}{2} \Delta w_0,
 \tag{4}$$

де G', ν'' – модуль зсуву та коефіцієнт Пуассона матеріалу плити у поперечному напрямку. Для випадку ізотропного матеріалу рівняння (4) і (3) співпадають.

Недоліком наближення (4) є те, що у вирази для переміщень, одночасно із доданками, що враховують деформації поперечного зсуву, входять тільки добавки від поперечного обтиснення, що пов'язані з ефектом Пуассона і зовсім відсутні добавки, куди б входило зовнішнє навантаження. Останнє унеможливило застосування одержаних формул в інженерних розрахунках для випадків контактної взаємодії чи дії високоградієнтних навантажень.

Більш системне врахування деформації поперечного обтиснення (разом із врахуванням ефекту нелінійності тангенціальних переміщень і деформації поперечного зсуву) стало наступним етапом уточнення теорій пластин середньої товщини

методом гіпотез. До таких робіт належать праці автора [5], [6] (1974, 1980 рр.), К. Ло, Р. Крістенсена та Е.Бу [27], (1977р.), Л.Г. Доннела [11], О.О. Рассказова та М.О. Шульги [28], (1977р.), В. Г. Піскунова [29], (1979р.), В.А. Родіонової [30] (1982р.) та деякі інші, що використовують метод гіпотез.

Так, у роботі [5] компоненти вектора переміщень довільної точки пластини, за аналогією М.О. Кільчевського [31], розгорнені автором у вигляді притятих рядів за поперечною координатою z :

$$u_i = \sum_{k=0}^3 u_{ik}(x, y) z^k, \quad (i=1, 2); \quad w = \sum_{k=0}^4 w_k(x, y) \cdot z^k, \quad (5)$$

де 13 невідомих функцій $u_{ik}(x, y)$, $w_k(x, y)$ шукаються із одержаної (з варіаційного принципу Лагранжа для повної енергії пружного середовища) системи диференціальних рівнянь дванадцятого порядку задовільненням рівнянь узагальненого закону Гука та граничних умов для нормальних і дотичних напружень на лицевих поверхнях пластини.

Запропонований метод побудови неklasичних моделей балок і пластин, використаний для побудови узагальненої теорії непологих ортотропних оболонок, розроблений у роботі [32]. Методика розв'язування таких систем рівнянь уже достатньо відпрацьована та уніфікована для оболонок теорії типу Тимошенка, тому інтегрування рівнянь запропонованої моделі не викликає значних ускладнень. При її розв'язуванні для конкретних крайових задач необхідно приєднати ще п'ять граничних умов на краях оболонки, які легко отримати з варіаційного функціоналу Лагранжа.

Подібні до (5) представлення, тільки з меншим числом розвинення (до третьої компоненти w), були застосовані також К. Ло, Р. Крістенсен і Е.Бу [27]:

$$\begin{aligned} u &= u_0(x, y) + z\varphi_x + z^2\xi_x + z^3\phi_x; \\ v &= v_0(x, y) + z\varphi_y + z^2\xi_y + z^3\phi_y; \\ w &= w_0(x, y) + z\varphi_z + z^2\xi_z. \end{aligned} \quad (6)$$

Для визначення 11-ти узагальнених функцій переміщень (6) побудовано 11 диференціальних рівнянь рівноваги відносно

«полімоментів» та «полісил», отриманих із варіаційного принципу Лагранжа для повної енергії пружної системи із задовільненням 11-ти граничних умов на краях пластини. Побудована модель відрізняється від попередньої складністю рівнянь і граничних умов за приблизно однакової точності. Тому практичне використання такої моделі можливе хіба що авторами, котрі її розробили. Необхідно зауважити також, що ще раніше від К. Ло, Р. Крістенсена і Е.Ву у 1974 р. представлення (6), тільки при нульових тангенціальних деформаціях серединної поверхні пластини ($u_0 = v_0 = 0$), були використані К.Іенгаром, К. Чандрасехаром і А.Себастьяном [33]. Подальший розвиток теорій згину оболонок і пластин більшої точності призводить до розв'язування диференціальних рівнянь вище 16-го порядку і за складністю практично еквівалентний розв'язуванню тривимірних рівнянь теорії пружності.

1. Амбарцумян С.А. Теория анизотропных пластин. – М.: Наука, 1987. –360 с. 2. Власов Б.Ф. Об уравнениях теории изгиба пластинок //Изв.АН СССР, ОТН, 1957, № 12. – С.57-60. 3. Гольденвейзер А.Л. О теории изгиба пластинок Рейсснера //Изв. АН СССР, ОТН, 1958. № 4. – С.102. 4. Шереметьев М.П., Пелех Б.Л. К построению уточненной теории пластин // Инж. журнал. 1964. Т.4. В.3.– С.504-509. 5. Швабюк В.И. Об одном варианте обобщенной теории трансверсально изотропных плит // Прикл. механика, 1974. Т.10. №11. – С.87-92. 6. Швабюк В.И. Учет эффекта сжимаемости нормали в контактных задачах для трансверсально изотропных плит //Прикл. механика. – К.:1980. Т.16. №. 4.– С.71-77. 7. Пелех Б.Л. Теория оболочек с низкой сдвиговой жесткостью. К.: Наук. думка, 1973. – 246 с. 8. Малмейстер А.К., Тамуж В.П., Тетерс Г.А. Соппротивление полимерных и композитных материалов. — 3-е изд. — Рига: Зинатне, 1980. - 572 с. 9. Тарнопольский Ю.М., Розе А.В. Особенности расчета деталей из армированных пластиков. Рига: Зинатне, 1969. – 276 с. 10. Прусов И.А. Метод сопряжения в теории плит. – Минск: Изд-во Белорусь. гос. ун-та, 1975.– 256 с. 11. Доннел Л.Г. Балки, пластины и оболочки: Пер. с англ. /Под. ред. Э.И. Григолюка. — М.: Наука. 1982. — 568 с. 12. Васильев В.В. Механика конструкций из композиционных материалов. -М.: Машиностроение, 1988, -272 с. 13. Гуляев В.И., Баженов В.А., Лизунов П.П. Неклассическая теория оболочек и её приложение к решению задач инженерных. - Львов: Изд.-во при Львов. ун-те, 1978. – 193 с. 14. Хорошун Л.П. О построении уравнений слоистых пластин и оболочек // Прикл. механика, 1978. Т.14. № 10. – С.3-21.

15. Рассказов А.О. К теории многослойных ортотропных пологих оболочек // Прикл. механика, 1976. Т.12. №11. – С.50-56. 16. Акавчи С. С., Танрикулу А.Г. Анализ потери устойчивости и свободных колебаний пластин из слоистых композитов на основе двух новых теорий гиперболического сдвигового деформирования / Механика композитных материалов. — 2008. — 44, N 2. - С. 217-230. 17. Галимов Ш.К. Уточнённые теории расчёта равномерно нагруженной, свободно опертой трансверсально-изотропной пластины // Исследования по теории пластин и оболочек. -Казань: Изд. Казанского гос. ун-та, 1978, № 13. – С.193-202. 18. Григолюк Э.И., Селезов И.Т. Неклассические теории колебаний стержней, пластин и оболочек. – В кн. Итоги науки и техники. Сер. Механика твердых деформируемых тел. -М.: ВИНТИ, 1973. Т.5.– С.12-101. 19. Григоренко Я.М., Василенко А.Т., Голуб Г.П. Статика анизотропных оболочек с конечной сдвиговой жесткостью. – К.: Наукова думка, 1987. – 216 с. 20. Пискунов В.Г., Рассказов О.О. Развитие теорий слоистых пластин и оболочек // Прикл. механика, 2002. Т. 38. № 2. – С.22-56. 21. Муштари Х.М. Теория изгиба плит средней толщины / Х.М. Муштари // Известия АН СССР. Механика и машиностроение. – 1959. – №2. – С. 110–115. 22. Рябов А.Ф. Розрахунок багатощарових оболонок. –Київ: Будівельник, 1968. – 96 с. 23. Амбарцумян С.А. Ещё одна теория анизотропных оболочек // Механика полимеров, 1970, № 4. – С.884-896. 24. Ляв А. Математическая теория упругости. – М.- Л.: ОНТИ, 1935. – 674 с. 25. Лурье А.И. Пространственные задачи теории упругости. – М.: Гостехиздат, 1955. 492 с. 26. Лехницкий С.Г. К теории анизотропных толстых плит. Изв.АН ССР, ОТН, мех. и машстр., 1959. № 2. – С.141-145. 27. Lo K.N., Christensen R.M., Wu E.M. A High-Order Theory of Plates deformation. Part 1. Homogeneous plates. Part 2.Laminated plates // Trans. ASME, 1977, E44, №4, p.663-676. 28. Рассказов А.О., Соколовская И.И., Шульга Н.А. Теория и расчет слоистых ортотропных пластин и оболочек. – К.: Вища шк. 1986. – 191 с. 29. Пискунов В.Г. Об одном варианте неклассической теории многослойных оболочек и пластин // Прикл. механика, 1979. Т.11. №11. – С.76 - 81. 30. Родионова В.А. Теория тонких анизотропных оболочек с учетом поперечных сдвигов и обжатия. – Л.: Изд-во ЛГУ, 1983. – 116 с. 31. Кільчевський М.О. Основні рівняння рівноваги пружних оболонок і деякі методи їх інтегрування // Зб.праць ін-ту математики АН УРСР. 1940. №№ 4,5,6. 32. Шваб'юк В.І. Лінійне деформування, міцність і стійкість композитних оболонок середньої товщини / В.І. Шваб'юк, С.В. Ротко // Монографія. – Луцьк: РВВ Луцького НТУ, 2015. – 264 с. 33. Iyengar K.T.S.R., Chandrashekhara K., Sebastian V.K. On the Anlisis of Thick Rectangular Plates / ZAMM, B. 54, N. 9, 1974.

УДК 624.012

**ДОСЛІДЖЕННЯ КОРОТКОЧАСНИХ ПРОГИНІВ ТА
ШИРИНИ РОЗКРИТТЯ ТРІЩИН В ЗГИНАЛЬНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**RESEARCH OF BRIEF BENDINGS AND SHIRINY OF
OPENING OF CRACKS IS IN THE BENT REINFORCE-
CONCRETE ELEMENTS**

**Бабич В. Є., к.т.н., доцент, Борейчук Л. М., студентка
магістратури (Національний університет водного господарства
та природокористування, м. Рівне, Україна)**

**Babich V. Ye., cand. of techn. sciences, associate professor,
Boreichuk L. N., student (National University of Water and
Environmental Engineering, Rivne)**

Наведені результати експериментальних досліджень прогинів і ширини розкриття тріщин в згинальних залізобетонних елементах та виконані порівняння їх значень з теоретичними, визначеними за різними методиками.

The results of experimental researches of bendings and width of opening of cracks are resulted in the bent reinforce-concrete elements and comparing of their values is executed to theoretical, certain on different methods.

Ключові слова: згинальні залізобетонні елементи, прогини, ширина розкриття тріщин, розрахунок, порівняння результатів.

Keywords: Bent reinforce-concrete elements, bendings, width of opening of cracks, calculation, comparison of results.

Стан питання та задачі досліджень. В нормах проектування залізобетонних конструкцій [1, 2] в розрахунках прогинів і ширини розкриття тріщин згинальних елементів використані національні досягнення та окремі положення європейського стандарту Єврокод-2 [3]. Достовірність існуючих методик можна перевірити шляхом порівняння з експериментальними даними. Тут можна відмітити,

що в останній час експериментальних досліджень з цих питань виконувється мало. Тому в статті поставлена задача висвітлити результати експериментальних досліджень прогинів залізобетонних балок і розкриття в них тріщин та порівняти їх значення з теоретичними значеннями, визначеними за національними нормами, Єврокод-2 та нормами, які втратили чинність [4].

Дослідні зразки, методика та результати їх випробування.

В комплексі досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів випробувані три зразки балок (Б-1, Б-2, Б-3) довжиною 200 см з поперечним перерізом 20×10 см (рис. 1).

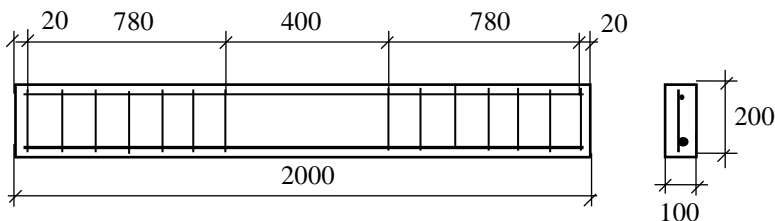


Рис. 1. Конструктивна схема дослідних балок (Б-1, Б-2, Б-3)

Балки виготовлені з бетону, середня призматична міцність якого на момент випробувань складала $f_{cm,prism} = 29,3$ МПа. За кубиковою міцністю бетон близький до класу С 25/30. Армування балок виконано одним стержнем класу А500С діаметром 20 мм. Поперечна і монтажна арматура влаштовані зі стержнів діаметром 6 мм класу А240С.

Балки випробували за схемою навантаження чистого згину, зосереджені сили прикладавали на віддалі від опори 60 см. Розрахунковий проліт балок складав 180 см. Навантажування здійснювалося ступенями, рівними 5 кН. В процесі навантаження вимірювали деформації бетону стиснутої зони, деформації арматури, прогини балок, для чого використовували індикатори годинникового типу, тензometri Гугенберґера та прогиноміри. Ширину розкриття тріщин вимірювали мікроскопом.

За критерій руйнування балок приймали досягнення в крайній стиснутій фібрі бетону максимальних деформацій (роздроблення бетону) або досягнення в нижньому стержні напружень, рівних межі текучості сталі.

Розроблена методика вимірювання переміщень та деформацій дозволила достовірно отримати параметри, які характеризують роботу арматури і балок в цілому під навантаженням. Докладно методика випробовування балок наведена в роботі [5].

Балки зруйнувалися при навантаженнях $F_u = 46,1$, $48,3$ та $47,4$ кН, що відповідає середньому руйнуючому моменту $M_u = 28,3$ кНм. Усереднені результати випробувань по балкам наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Середні результати експериментальних досліджень балок
Б-1, Б-2, Б-3

Навант. $F, \text{кН}$	Згинальн. момент $M, \text{кНм}$	Прогин (заміря- ний), мм	Деформації, $\times 10^5$		Кривизна, $\chi \times 10^5$ 1/см	Прогин (за χ), мм
			бетону ε_c	арматури, ε_s		
0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,00
5	3,0	1,64	18,8	23,3	2,48	1,76
10	6,0	3,18	42,8	44,2	5,12	3,65
15	9,0	4,35	60,4	59,1	7,03	5,01
20	12,0	5,65	78,9	78,3	9,25	6,59
25	15,0	7,10	98,9	95,8	11,45	8,16
30	18,0	8,90	120,3	115,0	13,84	9,86
35	21,0	10,90	146,7	143,3	17,06	12,16
40	24,0	12,60	175,1	175,8	20,64	14,71
45	27,0	14,78	210,4	194,1	23,79	16,96

Якщо прийняти середній коефіцієнт надійності за навантаженням рівним 1,3, то величина моменту в експлуатаційній стадії буде дорівнювати $M_k = 21,8$ кНм. За цього значення моменту прогин, виміряний прогиноміром, рівний $f_{exp} = 11,35$ мм, а визначений за кривиною – 12,84 мм. Розбіжність між цими значеннями складає 13%, що може свідчити про достовірність виміряних прогинів. Треба зважити на те, що в формулі з визначення прогину за кривиною присутній емпіричний коефіцієнт, який може дати певну похибку.

Ширина розкриття тріщини при прийнятому умовному експлуатаційному моменті склала $w_k = 0,14$ мм.

Визначення прогинів за ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Прогини визначалися за відомою формулою будівельної механіки

$$f = k_m \chi l_d^2, \quad (1)$$

де k_m – коефіцієнт, який залежить від розрахункової схеми балки (для

випадку умов експерименту $k_m = 0,2315$):

χ – кривизна елемента;

l_d – розрахунковий проліт балки (в експерименті $l_d = 180$ см).

Для визначення теоретичних значень кривизни елемента використаємо деформаційну модель, в якій діаграма деформування бетону представляється у вигляді поліному п'ятої степені [1]. Методом послідовних наближень, використовуючи методику [2, 5], побудована в табличній формі залежність між деформаціями крайньої фібри стиснутого бетону та деформаціями в арматурі і бетоні, а також визначені значення напружень в арматурі і згинальних моментів (табл. 2).

Таблиця 2

Значення моментів внутрішніх сил M_{Sk} , деформацій матеріалів, напружень в арматурі та кривизни залежно від деформацій крайньої фібри стиснутого бетону

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cul,ck}$	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\chi \times 10^5$, 1/см	σ_s , МПа	M_{Sk} , кН×м
0,1	17,6	33,63	3,01	67,26	3,21
0,2	35,2	64,69	5,87	129,38	6,14
0,3	52,8	93,15	8,58	186,30	8,80
0,4	70,4	119,26	11,15	186,3	11,20
0,5	88,0	143,22	13,60	286,44	13,37
0,6	105,6	165,33	15,93	330,66	15,33
0,7	123,2	185,25	18,14	370,00	17,07
0,8	140,8	203,60	20,25	407,2	18,62
0,9	158,4	219,80	22,24	439,6	19,98
1	176,0	236,17	24,24	472,34	21,27
1,1	193,6	248,82	26,02	497,64	22,29

Теоретичні значення кривизни елемента визначали за формулою

$$\chi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}, \quad (2)$$

де d – віддал від центра ваги нижнього стержня до крайньої стиснутої фібри бетону (в експерименті $d = 17$ см).

Теоретичні прогини визначалися за формулою (1). При значенні згинального моменту $M_k = 21,8$ кНм теоретичне значення прогину складо $f_{ДСТУ} = 10,39$ мм (розбіжність з експериментальним значенням складає 8,4%).

Визначення прогину згідно з Єврокод-2. За цією методикою кривизна елементів визначається за формулою

$$\chi = \xi \chi_{II} + (1 - \xi) \chi_I, \quad (3)$$

де χ_I і χ_{II} – значення кривизни, яка визначається відповідно для перерізу без тріщин та з тріщинами;

ξ – коефіцієнт, який визначається за формулою

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (4)$$

де β – коефіцієнт, який враховує вплив тривалості навантаження на середню деформацію ($\beta = 1,0$ – при нетривалій дії навантаження);

σ_{sr} – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною при навантаженні, за дії якого утворилася перша тріщина, зазвичай приймається, що перша тріщина утворюється при напруженнях $\sigma_{sr} = 40$ МПа.

σ_s – напруження в арматурі при заданому навантаженні.

При значенні моменту $M_k = 21,8$ кНм за табл. 2 напруження $\sigma_s = 478$ МПа, а коефіцієнт $\xi = 0,993$. За формулами (1) і (3) теоретичне значення прогину складе $f_{євро} = 17,4$ мм (розбіжність з експериментом складає 53 %).

Визначення прогину відповідно до СНиП 2.03.01-84*. Кривизна балок від дії навантажень визначається за формулою (позначення прийняті відповідно до [4])

$$\frac{1}{r} = \chi = \frac{M \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)}. \quad (5)$$

При дії згинального моменту $M_k = 21,8$ кНм після визначення всіх параметрів, які входять в формулу (5), за формулою (1) теоретичне значення прогину виявилось рівним $f_{СНиП} = 14,71$ мм (розбіжність з експериментальним значенням складо 29,6 %).

Як видно з наведених розрахунків розглянуті методики дають

різні результати, які в різній мірі відрізняються від експериментальних даних. В даному випадку з експериментальними дослідженнями найкраще збігається результат, отриманий за методикою ДСТУ [3]. В роботі [5] розглядалося аналогічне питання, де дослідні балки відрізнялися від наведених в цій статті процентом армування меншим в 1,4 рази. В цій роботі теж отримані теоретичні результати, які суттєво розбігаються з експериментальними, але найкращу збіжність мали прогини, визначені за методикою Єврокоду-2.

Розрахунок ширини розкриття тріщин. В ДСТУ [2] методика визначення ширини розкриття тріщи w_k прийнята такою, як в Єврокод-2 [3]. Вона визначається за формулою

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{ctm}), \quad (6)$$

де $s_{r,max}$ – максимальний крок тріщин (визначається за емпіричною формулою (5.11) [2]);

ϵ_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному навантаженні;

ϵ_{ctm} – середні деформації бетону між тріщинами.

Різниця $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{ctm})$ знаходиться за формулою 5.9 [2], в основному залежно від напружень в арматурі при відповідному навантаженні. Треба зазначити, що деформації розтягнутого бетону не суттєво впливають на ширину розкриття тріщин (до 10 %). Визначена ширина розкриття тріщи за формулою (6) при напруженнях в арматурі, що відповідають дії згинального моменту $M_k = 21,8$ кНм, виявилася рівною $w_k = 0,17$ мм, що практично співпадає з експериментальним значенням ($w_k = 0,14$ мм).

Відповідно до СНиП 2.03.01-84* ширина розкриття тріщи залежить від напружень в арматурі, діаметра арматури та низки емпіричних коефіцієнтів і визначається за формулою (позначення згідно [4])

$$a_{crc} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d \quad (8)$$

Для умов експерименту ширина розкриття тріщин за формулою (8) виявилася рівною 0,26 мм, тобто, майже в 2 рази перевищила значення, отримане в експериментальних дослідженнях.

Висновки.

1. В наведених експериментальних дослідженнях встановлено, що для дослідних балок найкращу збіжність з експериментальними прогинами мають теоретичні значення, знайдені за методикою ДСТУ [2].

2. Теоретичні значення прогинів, визначених за Єврокод-2 та за СНиП 2.03.01-84*, мають суттєву розбіжність з експериментальними.

3. Теоретичні значення ширини розкриття тріщин, визначені за ДСТУ і Єврокод -2, мають задовільну збіжність з експериментальними.

4. Для статистичної оцінки збіжності теоретичних значень прогинів залізобетонних згинальних елементів з дослідними необхідно продовжувати експериментальні дослідження з балками, виготовленими з різних класів бетону та з різними процентами армування.

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

2. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 166 с.

3. EN 1992-1-1: Eurocode-2. Design of Concrete Structures.- Part I: General rules and rules for Buildings.- Final draft, December 2004.

4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.- 80 с.

5. Бабич В. Є. Аналіз розрахунку деформацій залізобетонних згинальних елементів за різними методиками / В. Є. Бабич, О. Є. Поляновська, Л. М. Борейчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2016. - Випуск 32. – С. 121 – 128.

УДК 624.012

РЕШЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ЗАДАЧ ДЛЯ НЕОДНОРОДНОЙ МНОГОСЛОЙНОЙ КОНСТРУКЦИИ

THE SOLUTION TEMPERATURE PROBLEMS FOR INHOMOGENEOUS MULTILAYER STRUCTURES

Л.В. Гапонова, С.С. Гребенчук (Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н.Бекетова, г. Харьков)

L. V. Gaponova, S. S. Grebenschuk (Kharkov National University of Urban Economy named after A. N. Beketov, Kharkov)

Constructive system "Monofont" can be used in the construction of buildings in the II climatic zone of Ukraine (the calculated ambient air temperature for walling is -19°C .). In I climatic zones of Ukraine without any additional constructive-technical solution design system "Monofont" with thick walling 260 mm is not recommended. However, they resulted in constructive activities aimed at suppression of "cold bridges", namely the increase in the thickness of the walling and the device expanded polystyrene foam liner in the area of the concrete rib on the outer side of the enclosing structure there is an opportunity to design and construct cost-effective, innovative new quality level.

Постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными научными или практическими заданиями.

Несущие конструкции зданий и сооружений должны отвечать требованиям прочности, жесткости, устойчивости, противопожарной безопасности. Для рассмотрения процессов тепло- и массообмена, происходящих при формировании температурно-влажностного режима помещения, нужно учитывать: требования к характеристикам внутреннего климата и факторы, влияющие на них; законы взаимодействия ограждающих конструкций с внутренними и наружными средами; тепло- и массообменные процессы на обогревающих и охлаждающих поверхностях.

Методы расчетов по предельным состояниям используют для определения прочностных свойств и характеристик строительных конструкций, а предельно допустимые состояния охлаждения и

увлажнения конструкций используются при новых методах технологии возведения зданий, облегчения строительных конструкций и применения новых эффективных материалов.

Анализ последних исследований и публикаций. В работах [1, 2, 3, 4] исследован характер изменения напряженно-деформированного состояния фрагментов новой конструктивной системы многокритериального соответствия «Монофант», но вопрос изучения поведения конструкции при различных температурных воздействиях является весьма актуальным.

Как известно процесс теплопередачи в плоской ограждающей конструкции смоделирован тремя одномерными дифференциальными уравнениями в частных производных: уравнением теплопроводности, уравнением диффузии водяного пара, уравнением влагопроводности.

Уравнение теплопроводности применяется на всей расчетной области; уравнение диффузии водяного пара – только в сорбционной зоне, т.е. в областях конструкции, где относительная влажность воздуха в капиллярно-поровом пространстве материала не более 100%; уравнение влагопроводности рассчитывается только в сверхсорбционной зоне, т.е. при влажности материала выше предела сорбционного увлажнения. Ибрагимов А.М. [5] для решения задачи в области промерзания ограждающей конструкции получил решение краевой задачи теплопроводности с фиксированными границами и условиями первого рода на этих границах, поместив начало координат на стыке мерзлой зоны и зоны промерзания.

Автор с помощью решения нижеприведенных уравнений (1, 2, 3, 4) смоделировал и описал условия проникновения влаги в ограждающую конструкцию.

$$T(\bar{x}, F_0) = \frac{t(\bar{x}, \tau) - t_{\phi}}{t_{нзв} - t_{\phi}} = (1 - \bar{x}) - \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin(\pi n \bar{x}) \cdot \exp(-\pi^2 n^2 F_0) +$$
$$2 \sum_{n=1}^{\infty} \sin(\pi n \bar{x}) \exp(-\pi^2 n^2 F_0) \int_0^1 T_o(\xi) \sin(\pi n \xi) d\xi + (1 - \bar{x}) \int_0^{\bar{x}} \xi P_o(\xi) d\xi +$$
$$\bar{x} \int_{\bar{x}}^1 P_o(\xi) (1 - \xi) d\xi - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \sin(\pi n \bar{x}) \exp(-\pi^2 n^2 F_0) \int_0^1 P_o(\xi) \sin(\pi n \xi) dx. \quad (1)$$

Если в зоне промерзания лед образуется по всей толщине с одинаковой интенсивностью, т.е. источник льдообразования имеет линейное распределение, решение (4) упрощается и принимает вид:

$$T(\bar{x}, F_0) = -\frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin(\pi n \bar{x}) \cdot \exp(-\pi^2 n^2 F_0) + (1 - \bar{x}) + \frac{P_0}{2} \bar{x}(1 - \bar{x}) +$$

$$+ 2 \sum_{n=1}^{\infty} \sin(\pi n \bar{x}) \cdot \exp(-\pi^2 n^2 F_0) \int_0^1 T_0(\xi) \sin(\pi n \xi) d\xi -$$

$$\frac{4P_0}{\pi^3} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \sin(\pi n \bar{x}) \cdot \exp(-\pi^2 n^2 F_0)$$
(2)

Решение краевой задачи в области малых значений чисел Фурье:

$$T(\bar{x}, F_0) = \operatorname{erfc} \frac{\bar{x}}{2\sqrt{F_0}} - \operatorname{erfc} \frac{2-\bar{x}}{2\sqrt{F_0}} \pm \frac{1}{2\sqrt{\pi F_0}} \cdot \left\{ \int_0^1 T_0(\xi) \exp \left[-\frac{(\bar{x} \pm \xi)^2}{4F_0} \right] d\xi + \int_0^1 T_0(\xi) \exp \left[-\frac{2 - |\bar{x} \pm \xi|^2}{4F_0} \right] d\xi \right\} \pm$$

$$\pm \sqrt{F_0} \cdot \left\{ \int_0^1 P_0(\xi) \cdot \operatorname{ierfc} \left[-\frac{|\bar{x} \pm \xi|}{2\sqrt{F_0}} \right] d\xi + \int_0^1 P_0(\xi) \cdot \operatorname{ierfc} \left[-\frac{2 - |\bar{x} \pm \xi|}{2\sqrt{F_0}} \right] d\xi \right\}$$
(3)

Окончательное решение краевой задачи для мерзлой зоны в области оригиналов:

$$T(\bar{x}, F_0) = \frac{t(x, \tau) - t_{нзе}}{t_{нзе}} = Ki \left\{ (1 - \bar{x}) + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{\mu_n^2} \sin[\mu_n (1 - \bar{x})] \cdot \exp(-\mu_n^2 F_0) \right\} +$$

$$+ 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos(\mu_n \bar{x}) \cdot \exp(-\mu_n^2 F_0) \int_0^1 T_0(\xi) \cos(\mu_n \xi) d\xi + \int_0^1 P_0^*(\xi) d\xi + \int_0^1 P_0^*(\xi) \Psi(\bar{x}, \xi) d\xi -$$

$$- 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\mu_n^2} \cos(\mu_n \bar{x}) \cdot \exp(-\mu_n^2 F_0) \int_0^1 P_0^*(\xi) \cos(\mu_n \xi) d\xi.$$
(4)

Рассматривая нестационарные процессы, такие как охлаждение строительной конструкции, ее увлажнение введем предельно допустимое состояние процессов, влияющих на особенности эксплуатации конструкций.

Согласно I-d диаграмме при температуре внутреннего воздуха внутри помещения +22°C и относительной влажности 50% точка росы на поверхности конструкции будет возникать при понижении температуры до 11 °C; при относительной влажности воздуха 60% на конструкции возникнет точка росы при уменьшении температуры до 14 °C.

Формулировка цели статьи. Многокритериальное соответствие конструкционной системы «Монофант» (рис.1, 2) учитывается не только прочностными характеристиками, но и

Исследования с полным обоснованием полученных научных результатов. Конструктивная система «Монофант» представляет собой термически неоднородную конструкцию т.е. имеет наличие зон общей площади более 2% от внутренней поверхности конструкции с температурами, отличающимися от температур основного поля более чем на 2 %.

Проведенный анализ численных исследований распределения температурных полей ограждающей конструкции системы «Монофант» показывает, что для I климатического района Украины (-22 °С), температура на поверхности конструкции составляет 20,3 °С, в бетонном ребре жесткости температура составляет 11 °С – т.е. на поверхности бетонного ребра конструкции будет недопустимый перепад температур, что приведет к неудовлетворительному температурно-влажностному состоянию конструкции.

В работе построена трехмерная конечноэлементная модель конструктивной системы рассматриваемого типа, позволяющая решать температурную задачу в стационарных и нестационарных условиях.

При численном решении задачи принимались следующие исходные данные: коэффициент Пуассона бетона 0,17; коэффициент конвективного теплообмена на внутренней поверхности $\alpha_{вн}=8,7 \text{ Вт/м}^2\text{°С}$; на наружной поверхности $\alpha_{н}=23 \text{ Вт/м}^2\text{°С}$; на наружной поверхности конструкции задано условие теплоотдачи излучением в окружающую среду в виде коэффициента излучения 0,85. Климатические параметры окружающей среды задавались в соответствии с температурными характеристиками архитектурно-строительных климатических районов Украины. Внутренняя температура задавалась в соответствии с минимальными требованиями к отапливаемым зданиям +18°С; и для неотапливаемых помещений с температурой воздуха +5 °С и ниже.

Согласно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [6] климатические показатели архитектурно-строительных климатических районов Украины, в том числе температурные, рассмотрены на основе среднемесячной температуры окружающего воздуха в январе и в июле.

При выполнении расчета на торцевых поверхностях моделей задавалось условие нулевой скорости теплового потока.

Коэффициент теплопроводности материалов в рассматриваемой стационарной задаче стационарен и не зависит от времени.

В результате численной реализации стационарной тепловой задачи определены температурные поля, приближенно удовлетворяющие (в узлах сетки на контуре) граничным условиям, неизменяющимся во времени. Так как, теплофизические свойства материалов зависят от температуры – задача рассматривалась как нелинейная.

Модель состоит из 142940 конечных элементов, при этом количество узлов - 439067. Численное решение стационарной температурной задачи, для рассмотренных климатических параметров Украины приведены в виде графика на рис.3.

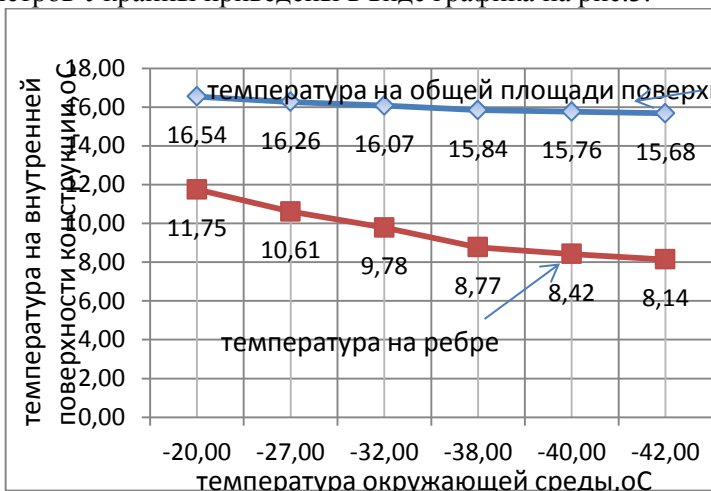


Рис 3. Распределение температур в термически неоднородной конструктивной системе «Монофант» при абсолютных минимумах архитектурно-строительных климатических районов Украины.

Проведенные численные исследования нестационарной температурной задачи в случае аварийного отключения системы отопления в холодную пятидневку и понижения температуры внутреннего воздуха в помещении до $+5^{\circ}\text{C}$ на ребре жесткости конструкции (при постоянной температуре наружного воздуха -23°C в течении 5 суток) свидетельствуют о том, что температура на ребре жесткости достигнет 0°C , в то же время по всей площади конструкции температура через 5 суток уменьшится до $3,9^{\circ}\text{C}$.

Численный анализ результирующих температурных полей данных значений температур на поверхности конструкции, контактирующей с окружающей средой наружного воздуха показывает, что через 3,5 часа на поверхности конструкции установится стационарное температурное поле.

В то же время, численные расчеты температурных полей абсолютного максимума архитектурно-строительных климатических районов Украины не оказывают практически заметного влияния на условия теплообмена внутри помещения.

Так при температуре окружающей среды $+41^{\circ}\text{C}$ разность между температурой на общей площади поверхности конструкции и температурой на ребре жесткости составляет 3°C , что вполне допустимо по санитарно-гигиеническим нормам.

Можно констатировать, что в результате исследований разработаны конструктивные мероприятия, направленные на борьбу с «мостиком холода», а именно, увеличение толщины ограждающей конструкции и устройство пенополистирольного вкладыша в зоне бетонного ребра с наружной стороны ограждающей конструкции (рис.4).

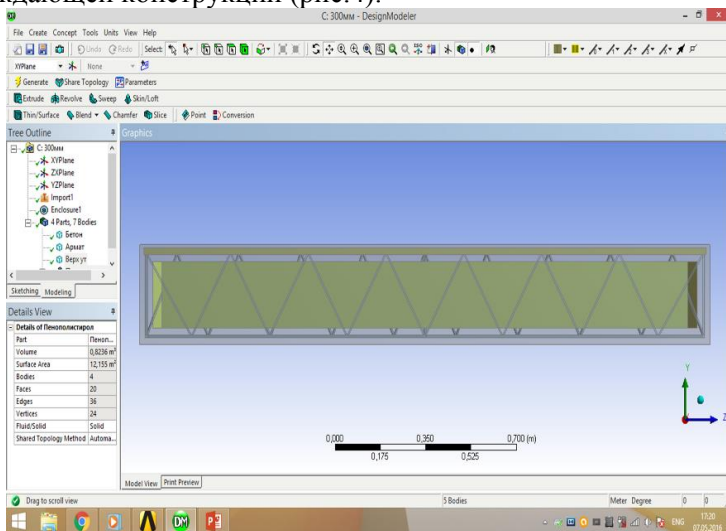


Рис. 4. Разрез предложенного конструктивного решения для ликвидации «мостика холода» в конструктивной системе многокритериального соответствия системы «Монофант»

Результирующее температурное поле с учетом разработанных конструктивных решений приведено на рис.5.

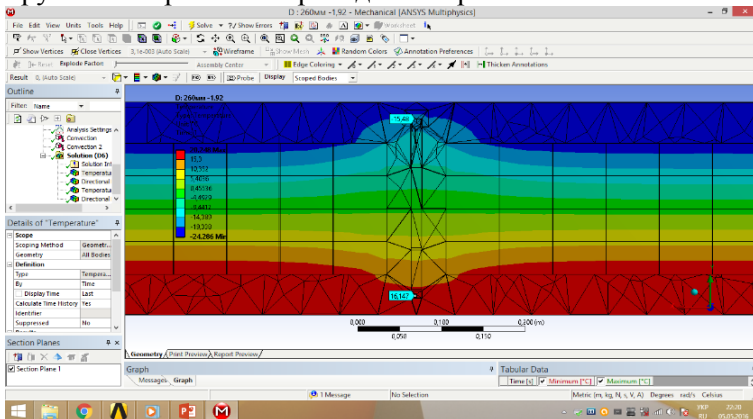


Рис. 5. Результирующее температурное поле, с учетом предложенных конструктивных решений

Экспериментальные исследования температурных полей. Объектом исследования является плита в которой распределение температуры y зависит от температуры в нижнем отсеке x_1 и температуры в верхнем отсеке x_2 климатической камеры. Элементом строительной конструкции для испытаний является модель плиты конструктивной системы «Монофант» (рис. 6.)



Рис. 6. Модель строительной конструкции системы «Монофант»

Климатические воздействия осуществлялись потоком воздуха, на пути которого устанавливались системы нагрева и охлаждения. Выполнены исследования конвективного теплообмена между воздухом и ограждающей конструкцией, методом теории подобия найдена связь между переменными, которые характеризуют процесс переноса массы в ограждающей конструкции.

Дифференциальное уравнение массообмена в движущейся среде выражает закон распределения концентрации и имеет следующий вид [9]:

$$\frac{\partial C}{\partial \tau} + \omega_x \cdot \frac{\partial C}{\partial x} + \omega_y \cdot \frac{\partial C}{\partial y} + \omega_z \cdot \frac{\partial C}{\partial z} = D \cdot \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right)$$

Методом теории подобия получена связь между переменными, которые характеризуют процесс переноса теплоты и массы в потоке в виде критериальных уравнений: $Nu=f(Re, Pr, Gr)$.

Коэффициент массоотдачи зависит от физических свойств среды (температура воздуха, влажность воздуха) и гидродинамических условий в среде (ламинарный режим), а также геометрических факторов ограждающей конструкции. Основные определяющие критерии:

$$F_o = \frac{\tau \cdot D}{l^2} = idem; \quad Pe_o = \frac{\omega \cdot l}{D} = idem; \quad Re = \frac{\omega \cdot l}{\nu} = idem;$$
$$Gr = \frac{g \cdot l^3}{\nu^2} \cdot \beta \cdot \Delta t_F = idem.$$

Были приняты следующие условия реальной эксплуатации конструкции. Температура внутреннего воздуха + 20°C. Относительная влажность воздуха 55%, геометрические характеристики рассматриваемой конструкции.

Параметры наружного воздуха принимались в соответствии с среднемесячных значениях для г. Харькова, принятыми по ДСТУ-Н Б В.1.1-27: 2010.

Для соблюдения условий подобия при испытаниях образца необходимо равенство критериев подобия на модели их значением для натуральных условий, которые приведены в таблицах 1, 2. При испытаниях в отсеках климатической камеры выбирались соответствующие значения факторов, обеспечивающих равенство определяющих критериев подобия.

Таблица 1

Значения критериев подобия на внешней поверхности плиты при проведении экспериментальных испытаний

Месяц года	$t_{\text{н}},$ °C	Φ окруж среды, %	W окруж среды м/с	$v_{\text{ж}},$ М ² /с	$Pr_{\text{ж}}$	$Re_{\text{н, ж}}$	$Nu_{\text{н, ж}}$
январь	-5,9	87	4,4	1,27785 Е-05	0,71	1032985	299,6
февраль	-5,1	84	4,7	1,28465 Е-05	0,70955	1097575	308,7
март	0	81	4,6	0,00001 328	0,707	1039157	300,0
апрель	9	66	4,4	0,00001 4072	0,7052	938033	284,8
май	15,5	60	3,8	0,00001 4655	0,7039	777892	259,2
июнь	18,9	64	3,5	0,00001 4961	0,70322	701825	246,1
июль	20,7	63	3,3	1,51258 Е-05	0,70286	654511	237,7
август	19,7	62	3,2	0,00001 5033	0,70306	638595	234,8
сентябрь	14,1	68	3,4	0,00001 41	0,70418	723404	250,0
октябрь	7,5	76	3,8	0,00001 394	0,7055	817791	266,0
ноябрь	1,0	86	4,2	0,00001 3368	0,7068	942549	285,7
декабрь	-3,7	89	4,3	1,29655 Е-05	0,70885	994948	293,8

Таблиця 2

Значения критериев подобия на внутренней поверхности плиты при проведении экспериментальных испытаний.

Месяц года	$t_{ст},$ °C	$\Delta t,$ °C	$\beta,$ 1/°C	$v_{ж},$ м ² /с	$Pr_{ж}$	$Gr_{h, ж}$	$Nu_{h, ж}$
январь	15,72	4,28	0,003 413	0,0000 1506	0,703	1,7073 E+10	286,1
февраль	15,85	4,15	0,003 413	0,0000 1506	0,703	1,6546 E+10	283,1
март	16,69	3,31	0,003 413	0,0000 1506	0,703	1,3184 E+10	262,7
апрель	18,18	1,82	0,003 413	0,0000 1506	0,703	7,2510 E+09	215,7
май	19,26	0,74	0,003 413	0,0000 1506	0,703	2,9663 E+09	160,6
июнь	22,32	0,68	0,003 378	0,0000 1506	0,703	2,6753 E+09	155,2
июль	22,62	0,38	0,003 378	0,0000 1506	0,703	1,5008 E+09	128,2
август	22,45	0,55	0,003 378	0,0000 1506	0,703	2,1533 E+09	144,5
сентябрь	19,02	0,98	0,003 413	0,0000 1506	0,703	3,8892 E+09	175,6
октябрь	17,93	2,07	0,003 413	0,0000 1506	0,703	8,2398 E+09	224,9
ноябрь	16,86	3,14	0,003 413	0,0000 1506	0,703	1,2525 E+10	258,3
декабрь	16,08	3,92	0,003 413	0,0000 1506	0,703	1,5623 E+10	277,8

Таким образом, проанализированы дифференциальные уравнения тепломассопереноса через конструкцию, определены условия подобия при проведении экспериментальных исследований, выбраны определяющие критерии подобия. На основе анализа климатических данных рассчитаны значения критериев, которые должны обеспечиваться в климатической камере при моделировании тепловлажностных процессов. На базе лаборатории кафедры строительных конструкций ХНУГХ имени А.Н. Бекетова проводились исследования конструктивно-анизотропных конструкций в климатической камере (рис.7).



Рис.7. Общий вид климатической камеры

Во время проведения эксперимента использовались преобразователи термоэлектрические предназначенные для измерения температуры ТХК-0188 с рабочим диапазоном температур от -40°C до $+600^{\circ}\text{C}$. Измерительным узлом термопреобразователя является чувствительный элемент, состоящий из двух термоэлектродов, изготовленных из сплавов хромель, капель и соединенных между собой на одном конце, который составляет горячий спай (рис.8.).

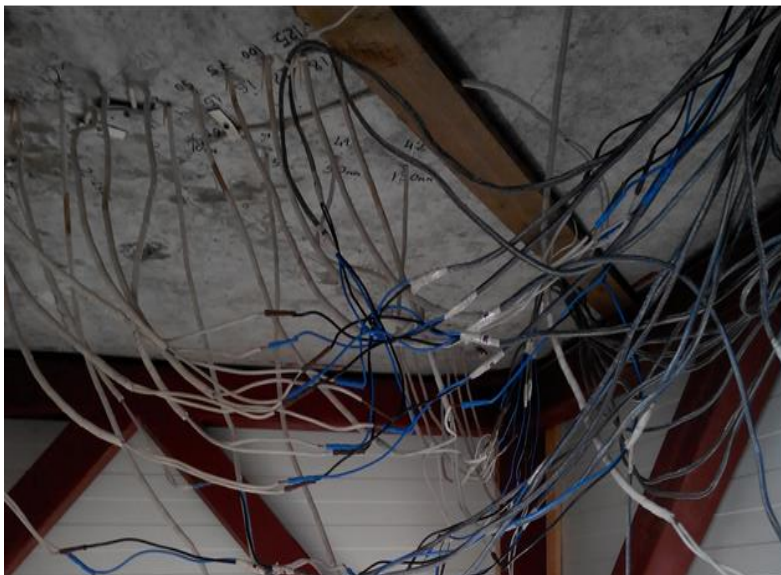


Рис. 8. Система измерений при проведении эксперимента
Схема расположения термоэлектрических преобразователей показана на рис.9.

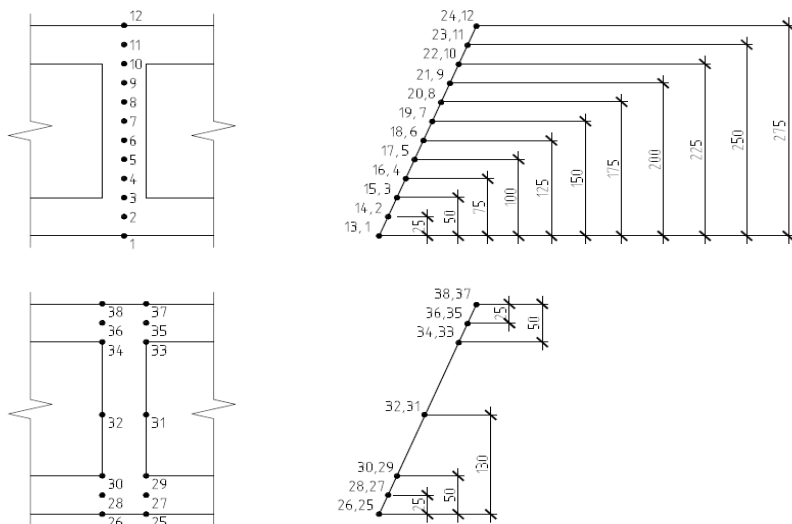


Рис.9. Схема расположения термоэлектрических преобразователей

При этом следует учитывать, что эксперимент проводился в стадии регулярного теплового режима. Проведенный анализ экспериментальных исследований приведен в виде графиков (рис.10-13).



Рис. 10. – Распределение температур в ограждающей конструкции в начальный период времени (температура окружающего воздуха +8°C)



Рис. 11 - Распределение температур в ограждающей в конструкции при установившемся стационарном процессе

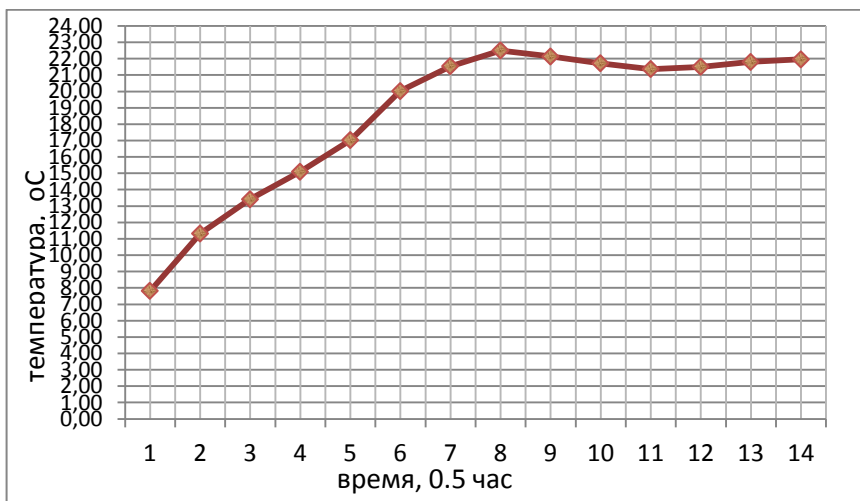


Рис. 12. – Результирующие значения регулярного температурного режима на наружной поверхности конструкции (по данным экспериментальных исследований)

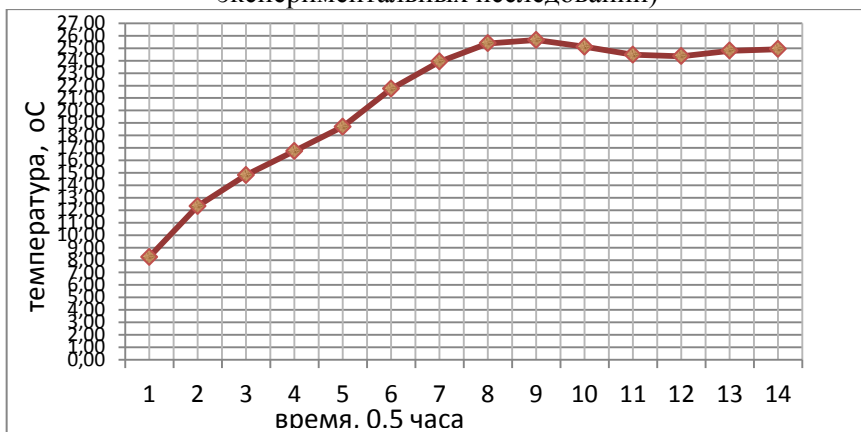


Рис. 13. – Результирующие значения регулярного температурного режима на внутренней поверхности конструкции (по данным экспериментальных исследований)

Вывод: конструктивная система «Монофант» может быть использована при возведении зданий во II климатической зоне Украины (расчетная температура наружного воздуха для ограждающих конструкций составляет -19°C). В I климатической зоне Украины без дополнительных конструктивно-технических

решений конструктивную систему «Монофант» с толщиной ограждающей конструкции 260 мм использовать не рекомендуется. Однако, в результате разработанных конструктивных мероприятий, направленных на борьбу с «мостиком холода», а именно увеличение толщины ограждающей конструкции и устройство пенополистирольного вкладыша в зоне бетонного ребра с наружной стороны ограждающей конструкции появляется возможность проектировать и строить здания экономически эффективными, инновационными нового качественного уровня.

Литература

1. Патент на корисну модель №89464 Україна, Е 04В 1/В (2006.01) Каркасна будівля «Монофант» / В.С. Шмуклер, В.М. Бабаєв, С.О. Бугаєвський, К.В. Бережна, І.А. Карякін, В.І. Кондращенко, І.М. Сеїрські. – № и 2013 11919; заявка 10.10.2013; публікація 25.04.2014. Бюл. №8.

2. Гапонова Л.В. Експериментально-теоретичне дослідження напружено-деформованого стану сферичної оболонки покриття [Текст] / Гапонова Л.В., Калмиков О.А., Гребенчук С.С. // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – 2015. – Вип.157. – С.102-113.

3. Гапонова Л.В. Напряженно-деформируемое состояние цилиндрической оболочки [Текст] / Гапонова Л.В., Калмиков О.А., Гребенчук С.С. // Коммунальное хозяйство городов. – 2016. – Вып. 126. – С 9-18.

4. V. Babaev, V. Shmukler, S. Grebenchuk, L. Gaponova, L., Kalmikov O. // Analysis of Stress-Strain State of Spherical Roof Shell / 1 st International Conference on Engineering and Innovative Technology, SU-ICEIT 2016, April 12-14, 2016, Salahaddin University-Erbil, Kurdistan, Iraq.

5. Ибрагимов А.М. Нестационарный тепломассоперенос в многослойных ограждающих конструкциях: дис... д-ра техн. наук: 05.23.01 Моск. гос. ун-т путей сообщ. (МИИТ) МПС РФ. – М, 2006. – 348с.

6. ДСТУ Б В.2.7-182:2010 “Будівельні матеріали. Методи визначення терміну ефективної експлуатації та теплопровідності будівельних ізоляційних матеріалів у розрахункових та стандартних умовах”.

УДК 624.012.035

**РОБОТА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ У
СТИСНУТІЙ ТА РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНАХ ПРИ ДІЇ
МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

**REINFORCED CONCRETE BEAMS STATE-WORK
STRENGTHENED IN COMPRESSED AND STRETCHED
ZONES AT ACTION LOWCYCLE LOAD**

Зятюк Ю.Ю., аспірант, (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Ziatiuk Y.Y., postgraduate, (National university of water management and nature resources used, Rivne)

Наведено дослідження одночасного підсилення залізобетонних балок наклеєними композитами у вигляді вуглецевих волокон в розтягнутій зоні, та сталевіфібробетоном у стиснутій зоні.

Reinforced concrete beams simultaneous strengthening research is resulted by the glued on compos as carbon fibres in the stretched area, and steelfiberconcrete in the compressed zones. The use of modern carbon materials and fiber concrete is an effective method of enhancing the bending of reinforced concrete elements. The development of this method of amplification is relevant. The comparison of theoretical studies with experimental results confirms the validity of theoretical conclusions and assumptions underlying their framework. You can talk about the use of these materials in practice.

Ключові слова: підсилення, балка, композити, сталевіфібробетон.
Keywords: strengthen, beam, composites, steelfiberconcrete.

Вступ. Необхідність в підвищенні несучої здатності експлуатованих залізобетонних конструкцій шляхом їх підсилення визначається в основному наступними випадками:

1. зміна їх розрахункової схеми і напруженого стану, величини тимчасових навантажень;
2. зміна умов експлуатації або схеми завантаження при реконструкції будівель і споруди;

3. підсилювана конструкція пошкоджена, а її заміна не виправдано дорога або технічно неможлива;

4. підсилювана будівля чи споруда представляє культурну або історичну цінність і підсилення спрямоване на збереження її експлуатаційних характеристик на тривалий час.

Аналіз останніх досліджень. Підсилення залізобетонних конструкцій, як правило, пов'язане із об'єднанням в одній конструкції матеріалів різного віку, що володіють різними фізико-механічними властивостями, перерозподілом зусиль в конструкції.

Залізобетонні балки сприймають основні навантаження, які діють на будівлі і споруди, серед яких переважна більшість мають повторний характер [1].

Дослідженню підсилень згинальних залізобетонних елементів свої роботи присвятили: Б.А. Ашимов, А.Б. Барашиков, Є.М. Блалі, З.Я. Бліхарський, Б.А. Боярчук, О.І. Валовой, І.О. Валовой, А.П. Васільєв, О.В. Войцехівський, Є.О. Гриневич, С.С. Давидов, І.В. Задорожнікова, А. Касасбех, В.Г. Кваша, М.І. Кісілієр, М.Д. Климпуш, О.П. Кричевський, С.О. Кричевський, А.И. Мальганов, І.В. Мельник, Л.А. Мурашко, А.Я. Мурин, С.М. Новікова, Ф.Н. Рабінович, Я.В. Римар, А.К. Салех, М.Ю. Смолянінов, С.Д. Семенюк, О.П. Сунак, П.О. Сунак, Г.К. Хайдуков, О.Л. Шагін та ін.

Із сучасних дослідників відомі дослідження, виконані в науково-дослідній лабораторії кафедри ПЦБІС Національного університету водного господарства та природокористування, Конончука О.П., Мельника С.В. під керівництвом Борисюка О.П.

Високоєфективним методом підсилення конструкцій розтягнутої зони є застосування композитних стрічок та полотен. Все ширше на території нашої держави використовується підсилення залізобетонних конструкцій приклеєною зовнішньою композитною арматурою на основі вуглецевих волокон (CFRP).

Ефективним методом підсилення залізобетонних елементів є використання високоміцних матеріалів як сталеві фібробетон, полімербетон та базальтбетон. При підсиленні конструкцій стиснутої зони сталеві фібробетонном ефективно знижуються трудовитрати на арматурні роботи, швидкість приготування бетону. Підвищується тріщиностійкість, морозостійкість, стираність конструкцій.

Фібробетон складається з двох матеріалів і має властивості, яких не мають вихідні матеріали, тобто цементно-бетонна матриця.

В ньому в якості арматури використовуються дисперсно та вільно розподілені фібри. У фібробетонні розтягуючі напруження приймають на себе волокна фібри. Фіброволокно посилює кути і торці бетонних конструкцій, на початку твердіння бетону знижує усадку і утворення тріщин, при знятті опалубки нівелює ймовірність пошкодження [2].

Одночасне підсилення стиснутої та розтягнутої зон досліджені на даний час не достатньо. Актуальність дослідження обумовлена необхідністю удосконалення методики розрахунку залізобетонних згинальних елементів, підсилені одночасно в стиснутій та розтягнутій зонах при дії повторних навантажень.

Мета і завдання дослідження отримати дані про роботу залізобетонних балок підсилені одночасно у стиснутій і розтягнутій зоні з урахуванням повторних навантажень. Встановити вплив однократного та малоциклового навантаження на напружено-деформований стан підсилені зразків з врахуванням їх роботи до підсилення. Удосконалити методику розрахунку підсилені згинальних залізобетонних елементів, за дії на них малоциклових навантажень.

Об'єкт досліджень: підсилені залізобетонні згинальні елементи.

Матеріали. Залізобетонні балки з розмірами поперечного перерізу 100×200 та довжиною 2000 мм, бетон класу С16/20 заводського виготовлення. Балки заармовані поздовжньою робочою стержневою арматурою 2Ø10 А 500С та поперечною арматурою Ø6 А240С з кроком 50 мм, крім зони чистого згину. Верхня монтажна арматура із дроту Ø4 Вр-І. Для виготовлення залізобетонних балок використовували важкий бетон класу С16/20 заводського виготовлення. Система з вуглепластиків для підсилення розтягнутої зони залізобетонних балок представлена двома видами арматурних виробів: вуглепластикова стрічка Sika® CarboDur® S-512 та полотно SikaWrap®-230 С/45 [3,4]. Підсилення виконували за технологією наведеною в [5].

Для підсилення стиснутої зони для всіх залізобетонних балок матриця бетону виготовлялась із одного складу. Половину балок підсилювали дрібнозернистим бетоном(Б), іншу тим же бетоном тільки з додаванням сталеві фібри(СФБ). Фібра різана із листа (листова фібра), вироблена на ЗАТ “БудМат”м. Київ, типу «челябинка» ТУ 0991-123-53832025-2001.

Випробовування конструкцій виконували із застосуванням методики досліджень викладеної раніше [6]. Конструкція підсилення показана на рис. 1.

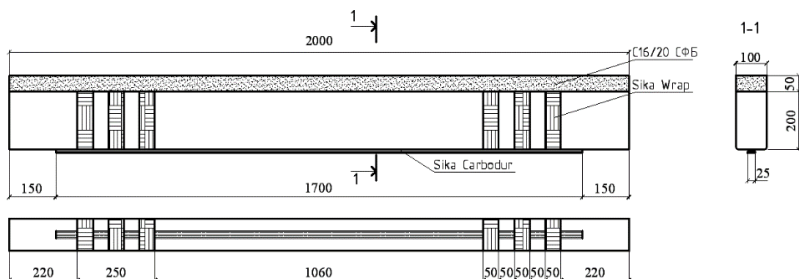


Рис.1. Конструкція підсилення дослідних балок



Рис.2. Загальний вигляд випробовування непідсиленних балок



Рис.3. Загальний вигляд випробовування підсиленних балок

Результати досліджень. Балки БО-1, БО-2, БП-1_Б та БП-2_{СФБ} навантажувалася ступенево до руйнування. Перша нормальна тріщина виникла при навантаженні в $F=8$ кН. Зі збільшенням навантаження почали виникати похилі тріщини першого типу. Деформації в арматурі і бетоні збільшувалися практично лінійно (рис.3.). За результатами випробувань балок БО-1 та БО-2 визначався рівень повторних навантажень для балок, що навантажувалися повторно. Руйнування обох балок відбулося в стиснутій зоні, лущенням бетону появи дрібних поздовжніх тріщин і завершилось розлавлюванням та виколом бетону. Прогин балки БО-2, перед руйнуванням, становив 20,78мм, а ширина розкриття тріщин: 0,5 мм.

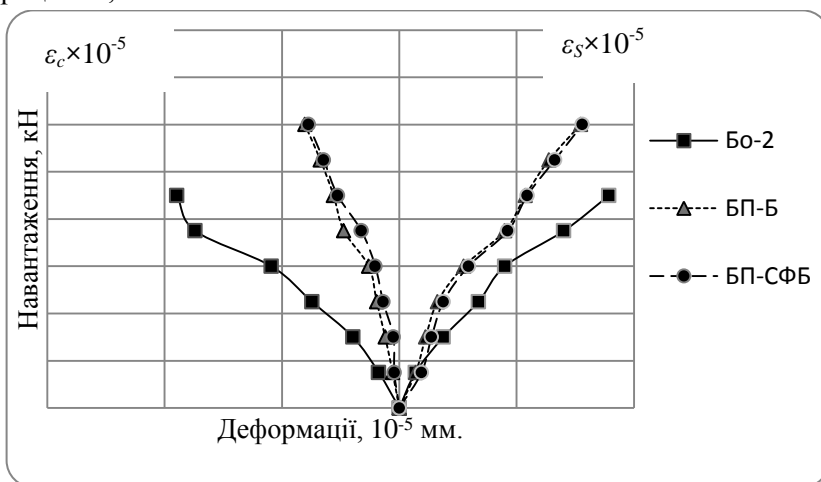


Рис.3. Зміна деформацій в бетоні $\epsilon_c \times 10^{-5}$ і арматурі $\epsilon_s \times 10^{-5}$ в не підсиленій БО-2 та підсилених балках БП-1_Б та БП-2_{СФБ}

Перша нормальна тріщина підсилених балок БП-1_Б та БП-2_{СФБ} виникла при навантаженні $F=15$ кН. Подальше збільшення навантаження призвело до перевищення деформацій арматури граничних значень в балці, що привело до руйнування балки руйнівне зусилля для балки БП-1_Б – $F_u = 74$ кН а для БП-1_{СФБ} – $F_u = 70$ кН [7]. Прогини балок, перед руйнуванням, становили БП-1_Б – 6 мм, БП-2_{СФБ} – 8 мм а ширина розкриття тріщин для балки БП-1_Б –

0,30 мм, для балки БП-2_{СФБ} – 0,32 мм. Руйнування балки БП-1_Б відбувся відрив стрічки від тіла бетону. При досягненні граничного навантаження по грані стрічки відбулося зім'яття волокон полотна анкерування і відбувся стрімкий відрив стрічки на ділянках між точкою прикладання сили і опорою. Відбувалося стрімке розкриття тріщин з подальшим зростанням прогину витріскування та зминанням верхнього шару підсилення. Руйнування балки БП-2_{СФБ} відбулося по похилим перерізам. А саме в приопорній ділянці при навантаженні від 0,7 F_u відбувається утворення похилої тріщини другого типу [8]. Максимальні деформації, зафіксовані в стрічці перед відривом її від тіла балки були в межах 500×10^{-5} . Через тіло балки, від опори до анкеруючого полотна під кутом 45° проходить тріщина. Відбувається моментальне крихке руйнування балки.

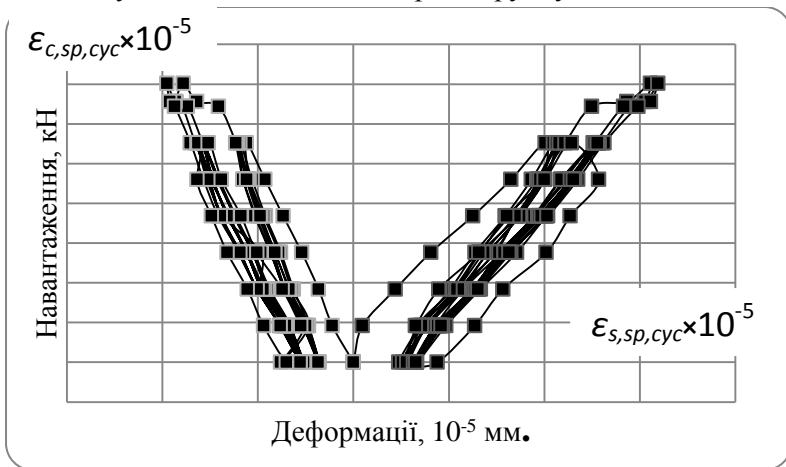


Рис.4. Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БЦ-2 до підсилення при повторних навантаженнях

Балки БЦ-1...БЦ-6 попередньо випробовували на повторні навантаження, між початком та кінцями кривих на рис.5 зображені 1-13 цикли деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону (між кривими розташовані криві деформування на 5 та 9 циклах в яких робився стрибок на $0,85F_u$). Після випробувань балки знімалися підсилювались і повторно випробовувались на повторні навантаження (цикли від руйнування балок БП-1_Б та БП-2_{СФБ}).

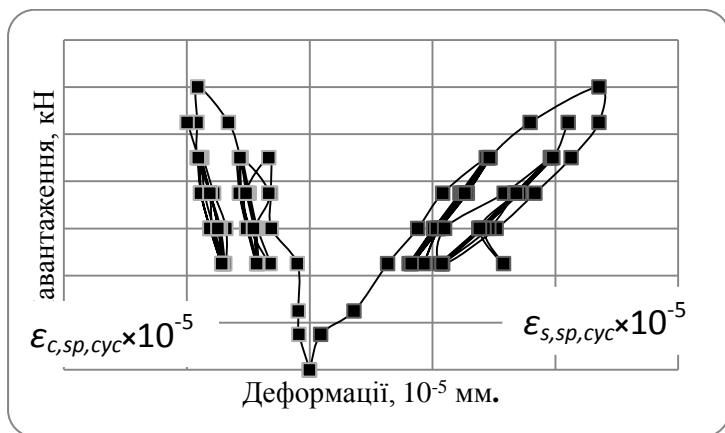


Рис.5. Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БЦП-2_Б після підсилення при повторних навантаженнях

Руйнування балки БЦП-2_Б відбувся так само як і БП-1_Б відбувся відрив стрічки від тіла бетону. ділянках між точкою прикладання сили і опорою. Балка БЦП-1_{СФБ} зруйнувалась по похилих перерізах так само як і БП-1 СФБ. Прогини балок, перед руйнуванням, становили БЦП-2_Б – 10,31 мм, БЦП-1_{СФБ} – 7,2 мм а ширина розкриття тріщин для балки БЦП-2_Б - 0,22 мм, для балки БЦП-1_{СФБ} – 0,22 мм. Конструкція підсилення майже відразу вступає в роботу під час збільшення навантаження, цим можна пояснити стрибки на діаграмі сумісною роботою бетону підсилення та вуглепластиків.

Висновки. Малоциклові навантаження суттєво впливають на напружено-деформований стан залізобетонних балок. Повні деформації в бетоні і арматурі стабілізуються до шостого-сьомого циклу навантаження. Внаслідок їхньої дії збільшуються повні і залишкові деформації бетону і арматури, прогини та ширина розкриття тріщин в балках.

Несуча здатність підсилених залізобетонних балок вуглепластиковими матеріалами та сталевібробетоном на 47% та 56% більша ніж в непідсиленних залізобетонних балок при одноразовому навантаженні балки БП-1_{СФБ}, БП-2_Б та на 60% при повторних навантаженнях балки БЦП-1_{СФБ}, БЦП-2_Б.

Прогин залізобетонних балок підсилених вуглепластиковими матеріалами та сталевібробетоном на 48 % менший ніж в невідсилених балок при одноразовому навантаженні, і на 50% при повторних навантаженнях. Ширина розкриття тріщин залізобетонних балок підсилених вуглепластиковими матеріалами та сталевібробетоном на 26% менша ніж в залізобетонних балок без підсилення при одноразовому навантаженні, і на 23% при повторних навантаженнях. Момент тріщиноутворення у підсилених балок збільшився у два рази.

Використання сучасних вуглепластикових матеріалів та сталевібробетону є ефективним способом підсилення згинальних залізобетонних елементів. Розробка такого методу підсилення є вельми актуальним, оскільки порівняння теоретичних досліджень з результатами експерименту дасть можливість підтвердити достовірність теоретичних висновків і передумов, покладених в їх основу, а також заговорити про застосування їх на практиці.

1. Бабич Є.М., Крусь Ю.О. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень. – Рівне: Видавництво Рівненського державного технічного університету, 1999. – 119 с. 2. Дворкін Л.Й. Основи бетонознавства/ Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. Дворкін. - К.: Основа, 2007. 3. Техническое описание материала. Sika® CarboDur System Система структурного усиления на основе углепластика для тяжелой нагрузки. Издание 05.2015, бс. 4. Техническое описание материала системы SikaWrap® Композитные тканые материалы для структурного и сейсмического усиления,. Издание 05.2015, 3с. 5. Зятюк Ю.Ю. Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми «Sika») / Ю.Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – вип. 32. – С. 466 – 475. 6. Борисюк О.П., Зятюк Ю.Ю. Методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених у стиснутій і розтягнутій зоні / О.П. Борисюк, Ю.Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2013. – вип. 27. – С. 27 – 33. 7. Зятюк Ю.Ю. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених в стиснутій та розтягнутій зонах / Ю.Ю. Зятюк // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. Збірник / Відпов. ред. М.М. Осетрін. – К., КНУБА, 2016. – Вип. 61 (спеціальний) – С. 216 – 222. 8. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б.Голишев, А.М. Бамбура. – К.: Логос, 2004. – 340с.

УДК 624.012:691.316

**МЕХАНИЗМ РАЗРУШЕНИЯ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ
ПРИ ОДНООСНОМ СЖАТИИ БАЛКИ-СТЕНКИ,
ОПИРАЮЩЕЙСЯ НА РАЗНОМОДУЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ
(ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ)**

**THE FAILURE MECHANISM OF BRICK MASONRY
UNDER UNIAXIAL COMPRESSION, BEAM-WALL,
BASED ON MULTIMODULUS MATERIALS
(EXPERIMENTAL RESEARCH)**

**Кичаева О.В., к.т.н., доц. (Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.М. Бекетова),
Убийвовк А.В., к.т.н., доц. (Харьковский национальный университет строительства и архитектуры)**

**Kichaeva O.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv),
Ubijvovk A.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Kharkov national university of building and architecture)**

У статті розглянуті і проаналізовані результати експериментальних досліджень балок-стінок, виконаних з цегляної кладки із силікатної цегли. Фрагменти цегляних стін з двома отворами, спираються на різномодульний матеріал, що імітує нерівномірні осідання основи. Розглянуто процес утворення тріщин експериментальних балок-стінок. Виявлено механізм руйнування цегляної кладки балки-стінки при одноосьовому стиску.

The article describes and analyzes the results of experimental studies of beams, walls made of masonry from silicate bricks. Fragments of brick wall with two holes, based on multimodulus material that mimics the irregular rainfall base. The dependence of the relative and absolute deformations of the load. The process of cracking experimental beams-walls. The mechanism of destruction of the masonry beams, walls in uniaxial compression. It was shown that the destruction of the brickwork in this case takes place by cutting and separation schemes.

Ключевые слова: балка-стенка, экспериментальные исследования, механизм разрушения, кирпичная кладка.

Keywords: beam-wall, experimental studies, failure mechanism, brickwork.

Вступлення. На всех этапах жизненного цикла системы «основание – фундамент – сооружение» (ОФС) сопутствуют определенные риски. При назначении нормативной надежности несущих конструкций под их отказом понимают техническое состояние элемента, предшествующее исчерпанию несущей способности или полной потере первоначальных функций. В свою очередь, под отказом системы ОФС следует понимать существенное уменьшение (исчерпание) несущей способности хотя бы одного из составляющих этой системы, что может привести к отказу всей системы в целом, результатом чего станет обрушение конструкций или аварийное состояние здания (сооружения).

Отметим, что по данным [1] (рис. 1) видно, что 70% из всего числа обследованных зданий имеют дефекты наружных и внутренних стен, отказ которых может привести к отказу всей системы.

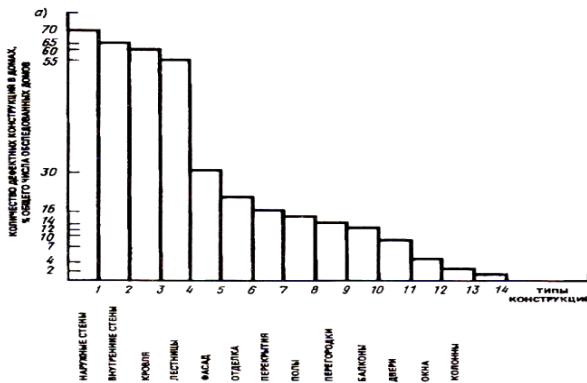


Рис. 1. Гистограмма дефектов в зданиях

«Слабыми» местами в системе ОФС являются: сложность и неоднозначность грунтовых условий нашей страны, проявления взаимодействия зданий с неравномерно-деформируемым основанием, восстановление системы в виде усиления (реконструкции) всех или некоторых частей системы, необходимый

объем которого качественно и количественно устанавливается с помощью современных методов расчета и моделирования. После всесторонней оценки, инженер имеет целостную картину происходящего геотехнического события, которая максимально приближена к сложившейся ситуации, поэтому актуальными являются исследования взаимодействия стен с неравномерно-деформируемым основанием.

Анализ последних исследований. В работах Т.И. Барановой, Н.Н. Ласькова, Д.В. Артюшина [2, 3] изложены результаты исследований работы стен из каменной кладки в условиях сдвига при действии нагрузок различной величины, приложенных к образцу перпендикулярно горизонтальным швам. Известные экспериментальные исследования О.В. Кабанцева [4] посвящены особенностям работы кладки в условиях двухосного напряженного состояния; при этом определены механизмы разрушения кладки. Работы В.Н. Деркача [5] посвящены учету анизотропии каменной кладки в условиях работы материала на растяжение при раскалывании. В данных работах модель кладки рассматривается с использованием обобщенных характеристик и параметров прочности кладки на сжатие как гомогенного материала. Экспериментальные исследования работы каменной кладки при сейсмических воздействиях выполнены С.В. Поляковым, С.М. Сафаргалиевым [6]. В работах R.H. Atkinson, B.P. Amadei, B.P. Sinha, S.R. Davies, W.Mann [7 - 9]. приведены результаты многочисленных исследований кирпичной кладки на сдвиг и на сжатие.

Постановка цели и задач исследований. Определение характера неравномерных деформаций системы «основание – фундамент – сооружение» посредством проведения экспериментальных исследований фрагментов кирпичных стен при условиях опирания, имитирующих неравномерные осадки основания, а также определение механизмов разрушения кирпичной кладки при одноосном сжатии.

Методика исследований. Проведены экспериментальные исследования моделей балок-стенок в масштабе 1:2, одноосное сжатие. Расчетная схема – балка-стенка с двумя проемами на неподвижной опоре, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. Стена сверху обжимается жесткими траверсами – 2 швеллера 18 с листами и может быть доведена до разрушения (рис.

2). Материал – силикатный одинарный кирпич 250x120x65 мм марки М150, раствор марки М100, толщина шва 10 мм, расчетное сопротивление кладки на сжатие $f_d = 2,2$ МПа.

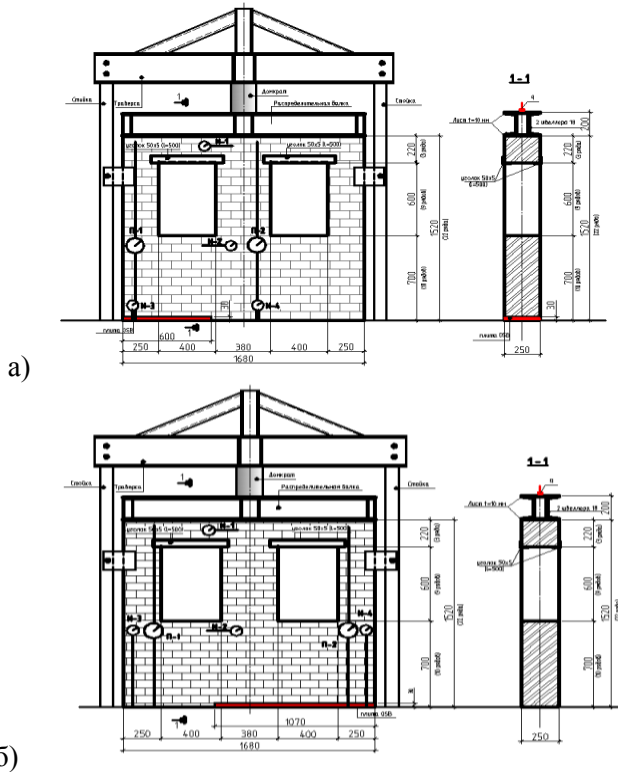


Рис. 2. Схемы экспериментальных установок: а) ФС-1; б) ФС-2

Неравномерное опирание создается за счет опирания части стены на слой плиты OSB толщиной 30 мм длиной $0,3l$ и $0,64l$ от общей длины фрагмента стены (рис. 1), обозначение ФС-1 и ФС-2 соответственно. Модуль деформации трехслойной плиты OSB по результатам испытаний составляет 30,4 МПа. Измерительные приборы устанавливались в зонах: а) с наибольшими ожидаемыми значениями деформаций, перемещений, б) на участках возможных разрушений (по результатам расчетов на ЭВМ); установка приборов осуществлялась с двух сторон фрагмента стены зеркально. Нагружение опытных образцов производилось при помощи

гидравлического домкрата; нагрузка прикладывалась ступенями по 2,0, 3,0 и 5,0 т, при этом фиксировалась нагрузка трещинообразования. Измерения деформаций производились до разрушения образца, при этом определялось среднее значение по двум индикаторам, установленным с двух сторон образца; использовались индикаторы часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01, 0,001 и 0,002 мм, и прогибомеры 6ПАО с ценой деления 0,01 мм (рис. 3).



Рис. 3. Разрушение кирпичной кладки:
а), б) реализация механизма отрыва;
в), г), д) реализация механизма среза

Усилие возрастало равномерно, во время снятия отсчетов по приборам нагрузка поддерживалась на постоянном уровне. Подробно схема трещинообразования описана в [10].

Результаты исследований. По результатам экспериментальных исследований фрагментов кирпичных стен, опирающихся на разномодульный материал, возможно сформулировать следующие механизмы разрушения кирпичной кладки в условиях одноосного напряженного состояния.

1) Разрушение происходит от растягивающих напряжений, которые действуют параллельно горизонтальным раствором швам. При этом разрушение кладки происходит в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам и проходит по вертикальному шву (рис. 2 а, б). Такой вид разрушения можно квалифицировать как отрыв собственно кирпича от растворного камня.

2) Разрушение происходит по схеме среза по плоскости, перпендикулярной горизонтальному шву и проходит по плоскости вертикального шва, при этом в область разрушения включаются поперечные сечения кирпича и вертикального шва. Отмечено, что разрушение может происходить как по растворным швам, так и по кирпичу (3 в, г, д). Характер трещин сквозной; разрушение происходит по ступенчатому сечению.

По результатам экспериментальных исследований балки-стенки ФС-1 были построены диаграммы зависимости «нагрузка – относительные деформации» (рис. 4 – 7) и «нагрузка – абсолютные деформации» (рис. 8), ФС-2 – рисунки 9 – 13 соответственно.

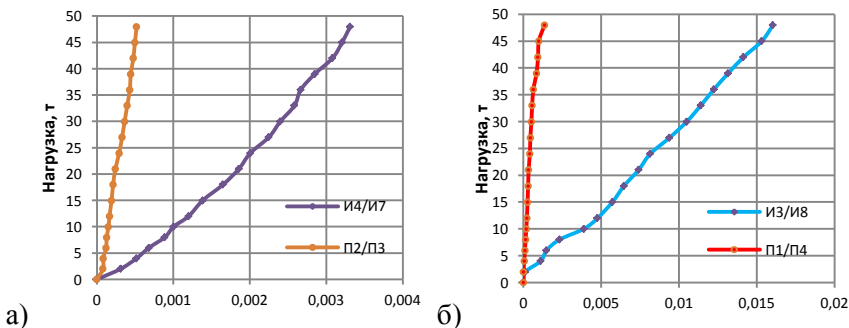


Рис. 4. Относительные деформации сжатия: а) И4/И7 - П2/П3; б) И3/И8 –П1/П4

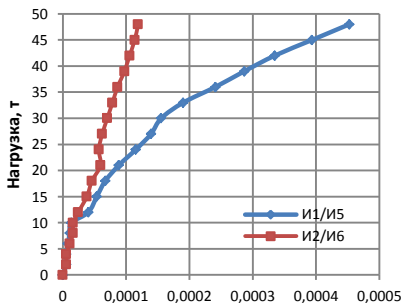


Рис. 5. Относительные деформации растяжения И1/И5 – И2/И6

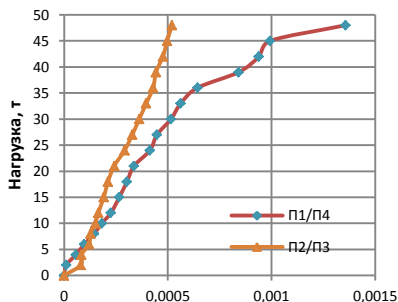


Рис. 6. Относительные деформации сжатия П1/П4 – П2/П3

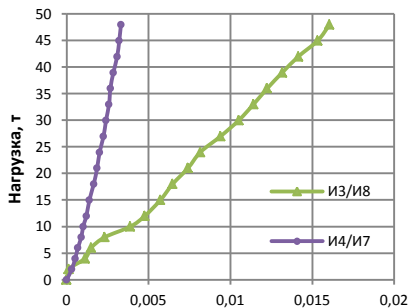


Рис. 7. Сравнение относительных деформаций сжатия И3/И8 – И4/И7

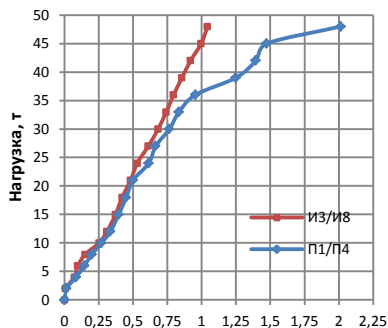
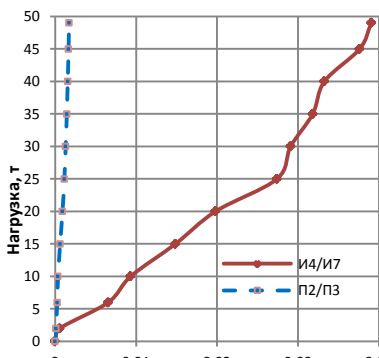
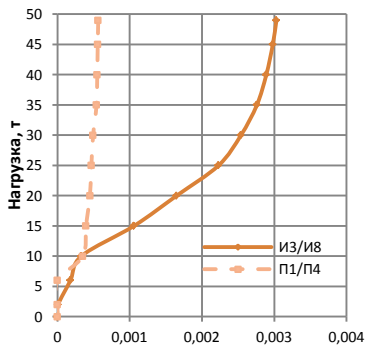


Рис. 8. Абсолютные деформации сжатия И3/И8 – П1/П4, мм



а)



б)

Рис. 9. Относительные деформации сжатия: а) И4/И7 - П2/П3; б) И3/И8 – П1/П4

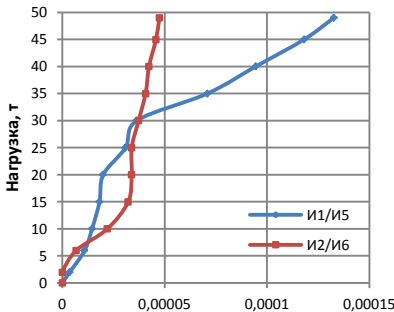


Рис. 10. Относительные деформации растяжения И1/И5 – И2/И6

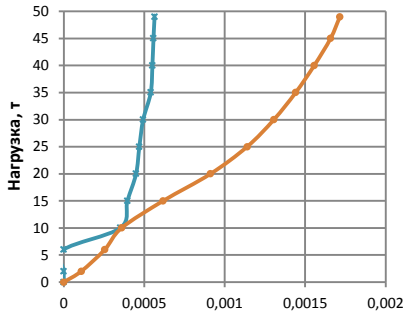


Рис. 11. Относительные деформации сжатия П1/П4 – П2/П3

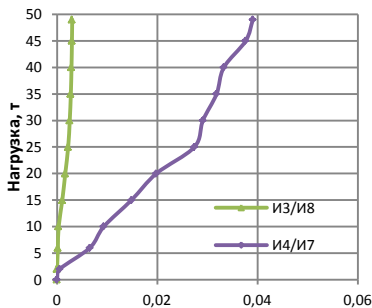


Рис. 12. Сравнение относительных деформаций сжатия И3/И8 – И4/И7

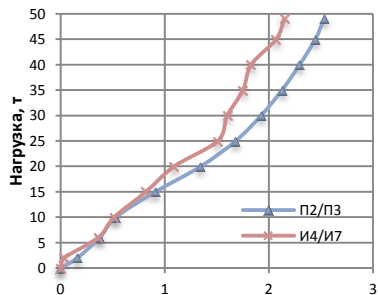


Рис. 13. Абсолютные деформации сжатия И3/И8 – П1/П4, мм

Анализируя диаграммы зависимости «нагрузка – относительные деформации» балок-стенок, можно выделить следующие фазы деформирования: 1) фаза упругого деформирования образца, где указанная зависимость близкой к линейной; 2) фаза пластического деформирования в виде нелинейной зависимости «нагрузка – деформация». При близких механических характеристиках кирпича и раствора уровень нагрузки, при которой начинается фаза пластических деформаций, находится в диапазоне 27 – 37 т.

Выводы. Результаты экспериментальных исследований кирпичной кладки в условиях одноосного сжатия при опирании балки-стенки на разномодульный материал, можно сформулировать следующим образом.

1) Механизм разрушения кирпичной кладки происходит по схеме отрыва и среза.

2) Для ФС-1 деформации кирпичной кладки примерно в 5 раз меньше, чем деформации низко модульного материала. При этом общие деформации кладки и низко модульного материала больше в 2,6 раза, чем собственно кирпичной кладки.

3) Для ФС-2 деформации кирпичной кладки в 12,9 раз меньше, чем деформации низко модульного материала. При этом общие деформации кладки и низко модульного материала больше в 3 раза, чем собственно кирпичной кладки.

4) Абсолютные деформации ФС-2 больше, чем деформации ФС-1 в 1,2 раза.

1. Ройтман А.Г. Предупреждение аварий жилых зданий [Текст] – М.: Стройиздат, 1990. – 240 с. 2. Баранова, Т.И. Совершенствование методов расчета прочности и конструирования кирпичных и армокирпичных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил на основе расчетных моделей: Моногр. [Текст] / Т.И. Баранова, А.В. Туманов, Н.Н. Ласьков // - М., 2000. – 92 с. 3. Баранова, Т.И. Соппротивление стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков, Д.В. Артюшин // БСТ / РААСН – М., 1999. – №9 – С. 17-18. 4. Кабанцев, О.В. Пластическое деформирование и разрушение каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния [Текст] / О.В. Кабанцев // Вестник МГСУ. – 2016 . – №2 . – С. 34-48. 5. Деркач, В.Н. Анизотропия прочности каменной кладки на растяжение при раскалывании [Текст] / В.Н. Деркач // Научно-технические ведомости СПбГПУ. Наука и образование. – 2012. – №2–2(147) . – С. 259–265. 6. Поляков С.В. Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами [Текст] / С.В. Поляков, С.М. Сафаргалиев. – Изд. «Казахстан», 1988. – 188 с. 7. A.W. Henry, B.P. Sinha, S.R. Davies. Design of Masonry Structures. Third Edition. E&FN SPON, 2004, Taylor&Francis, 279 p. 8. A.W. Henry. Masonry walls: Materials and Construction. Construction and Building Materials, 2001, p. 323 – 330. 9. Mann W., Müller H. Bruchkriterien für gnerkraft beanspruchtes Maurwerk and ihre Anwendung auf gemeuerte wind seheiben. – Die Bautechnik, 1973. – №12. – p. 421-425. 10. Кичаева О.В. Деформации зданий и сооружений как результат процессов, происходящих в грунтах основания [Текст] / О.В. Кичаева, А.В. Убийвовк, А.М. Левенко. - Міжвідомчий науково-технічний збірник «Основи та фундаменти». – Київ, КНУБА, 2015 – Вип. 37. – 371 - 382

РОЗПОДІЛ ТЕМПЕРАТУРИ В ПЕРЕРІЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ

THE TEMPERATURE DISTRIBUTION IN THE CROSS SECTION REINFORCED CONCRETE SLAB

Колякова В.М., к.т.н., доц., Божинський М.О., асп. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ), Фесенко О.А., к.т.н. (Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ).

Koliakova V., candidate of technical sciences, associate professor, Bzhynskiy M., postgraduate (Kiev national university of Construction and Architecture, Kyiv), Fesenko O., candidate of technical sciences (State enterprise «State research insitute of building constructions», Kyiv)

В статті наведено розрахунок залізобетонної плити за допомогою програмного комплексу ANSYS 16.0, з визначенням температурного розподілу по перерізу елемента. Наведені основні вихідні дані для розрахунку. Розглянуто основні розрахункові можливості програмного комплексу для визначення розподілу температури по перерізу елемента.

In this article the calculation of a reinforced concrete slab by means of the software package “ANSYS 16.0” with determination of temperature distribution on composite section is given. The basic data for carrying out the calculation are provided. The principle of creation of finite element representation and the application of the temperature loading to it are described. The results are provided by various methods of the carried-out modeling on temperature distribution on composite section. Methods of more detailed analysis of the received results of calculation are given. The benefits of use of the finite element representation to carrying out calculations for determination of temperature distribution on composite section of reinforced concrete slab are listed.

Ключові слова: розподіл температури, ANSYS, температурна задача

Keywords: temperature distribution, ANSYS, temperature task

З високими темпами розвитку будівельної галузі все більше підвищується складність конструкцій та конструктивних рішень, що значно ускладнює розрахунки на вогнестійкість, як окремих конструкцій так і будівель в цілому. Використання залізобетонних конструкцій при будівництві споруд громадського призначення, потребує їх достатньо високої вогнестійкості. Для визначення вогнестійкості конструкцій складного перерізу і форми використовують експериментальні методи визначення вогнестійкості [1].

До експериментальних методів відносять натурні випробування окремих конструкцій за стандартною кривою пожежі або за режимом реальних пожеж [1,2].

Складні перерізи та нестандартні конструктивні рішення потребують більш детального аналізу полів прогріву по перерізу та у вузлах примикання конструкцій. Такі труднощі при визначенні температурних полів вказують на необхідність виконання температурних розрахунків за допомогою програмних комплексів.

Вирішення таких задач за допомогою програмних комплексів дозволяє не тільки значно прискорити розрахунок конструкцій, але й надає можливість проводити більш детальний аналіз отриманих даних з моделюванням багатьох сценаріїв розвитку пожежі.

Метою даної роботи є ознайомлення з методикою визначення температури в перерізі залізобетонної плити за допомогою програмного комплексу ANSYS 16.0.

Для моделювання задачі розподілу температури в перерізі залізобетонної плити у програмному комплексі ANSYS 16.0, необхідно визначити вихідні дані:

- залізобетонна плита розмірами 2000x4000x200 мм. (Рис.1).
- значення теплопровідності залізобетонних конструкцій залежно від прикладеної температури, визначають за формулою 1, згідно з [3].

$$\lambda_c = 2 - 0,245 \left(\frac{\theta}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\theta}{100} \right)^2 \quad (1)$$

де θ – температура бетону в $^{\circ}\text{C}$.

- значення теплоємності (Дж/(кг \cdot $^{\circ}\text{C}$)) залізобетонних конструкцій залежно від прикладеної температури, визначають за формулами 2, 3, 4, 5 згідно з [3].

$$C_p(\theta)=900 \text{ для } 20^{\circ}\text{C}\leq\theta\leq 100^{\circ}\text{C} \quad (2)$$

$$C_p(\theta)=900+(\theta-100) \text{ для } 100^{\circ}\text{C}<\theta\leq 200^{\circ}\text{C} \quad (3)$$

$$C_p(\theta)=1000+(\theta-200)/2 \text{ для } 200^{\circ}\text{C}<\theta\leq 400^{\circ}\text{C} \quad (4)$$

$$C_p(\theta)=1100 \text{ для } 400^{\circ}\text{C}<\theta\leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (5)$$

- густина бетону $\rho=2300$ (кг/м³)
- значення коефіцієнту чорноти поверхні, приймаємо згідно з [3] додатку А. Для бетону приймаємо значення 0,7.
- рівняння стандартної температурної кривої наведено в [4]

$$t=t_0+345\lg(8\tau+1) \quad (6)$$

де t - температура пожежі, $^{\circ}\text{C}$; t_0 - початкова температура пожежі, $^{\circ}\text{C}$; τ - час пожежі, хв.

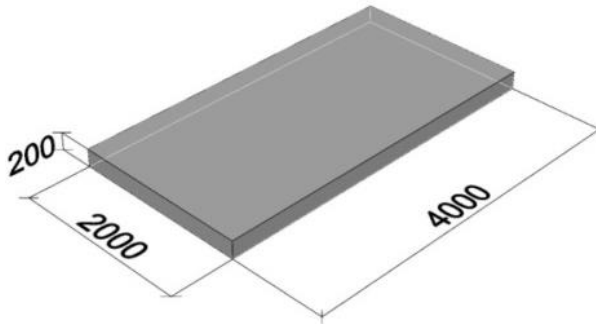


Рис. 1. Геометричні розміри моделі плити

Процес моделювання починають зі створення скінченно-елементної моделі залізобетонної плити за прийнятими розмірами (Рис. 2). У властивостях елементів задають всі необхідні вихідні дані (густина бетону, теплопровідність, теплоємність, тощо)

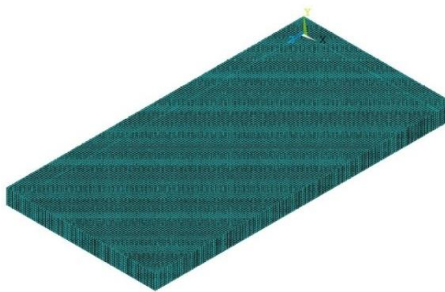


Рис. 2. Скінченно-елементна модель плити

Температурне навантаження прикладають до скінченно-елементної моделі плити за допомогою поглинаючої поверхні та

окремого просторового вузла. Температурне навантаження до даного вузла прикладають виходячи з рівняння (6).

Програмний комплекс ANSYS 16.0 дозволяє задавати необхідні параметри виконання розрахункового процесу:

- тип аналізу;
- загальна тривалість випробування;
- часовий інтервал прикладання навантаження;
- необхідний тип розрахункового процесу (з кроком або плавний).

Після виконання розрахунків, з використанням необхідних параметрів, отримують розподіл температури по перерізу конструкції у будь який необхідний проміжок часу. Результати розрахунків температурних полів, для тривалості пожежі в 10, 30, 60, 120 та 150 хв. наведені на рис. 3-5.

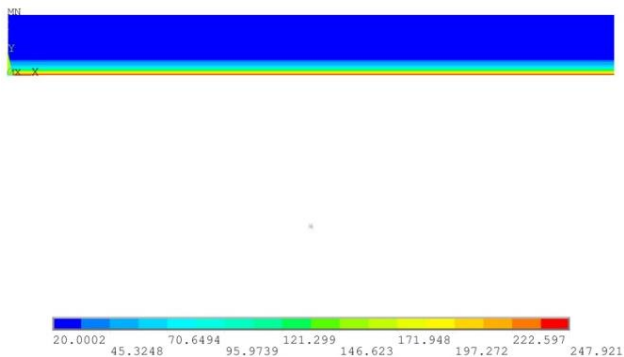


Рис. 3. Розподіл температури по перерізу плити при тривалості пожежі в 10 хв.

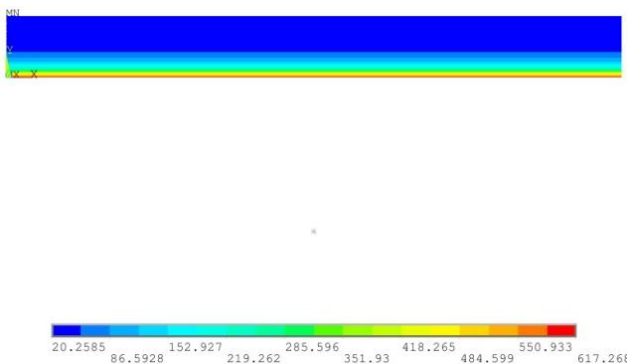


Рис. 4. Розподіл температури по перерізу плити при тривалості пожежі в 30 хв.

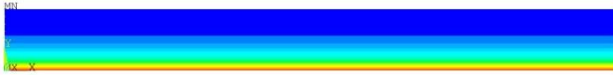


Рис. 5. Розподіл температури по перерізу плити при тривалості пожежі в 60 хв.

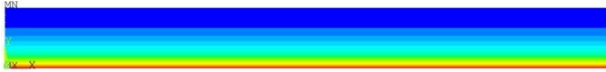


Рис. 6. Розподіл температури по перерізу плити при тривалості пожежі в 120 хв.

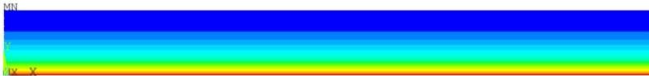


Рис. 7. Розподіл температури по перерізу плити при тривалості пожежі в 150 хв.

Також результати розрахунків можливо отримати у вигляді графіків зміни температури у часі для будь-якого вузла скінченно-елементної моделі. Як приклад наведено графіки зміни температури у часі для вузла, до якого прикладене температурне навантаження (рис. 8).

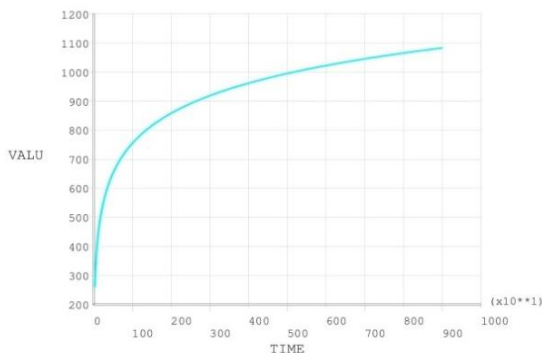


Рис. 8. Графік зміни температури у часі для вузла, до якого прикладене температурне навантаження

Графіку зміни температури (рис.8) для даного вузла повністю повторює стандартну криву пожежі, це свідчить про коректність завдання температурного навантаження.

Додатково розглядають графіки зміни температури в часі для вузла на поверхні плити, яку обігрівають (рис. 9), графіки зміни температури в часі для вузла, заглибленого у тіло плити на 50 мм (рис. 10) та графіки зміни температури в часі для вузла на поверхні плити, яку не обігрівають (рис. 11).

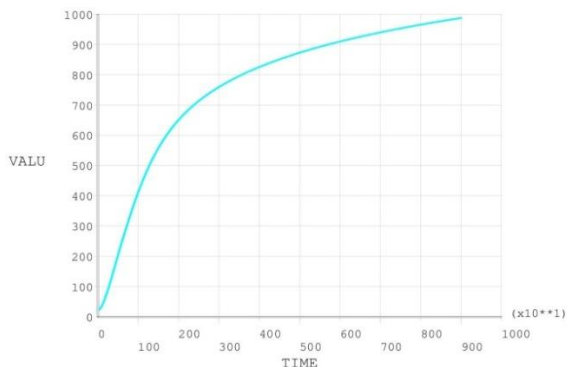


Рис. 9. Графік зміни температури у часі для вузла на поверхні плити, яку обігрівають

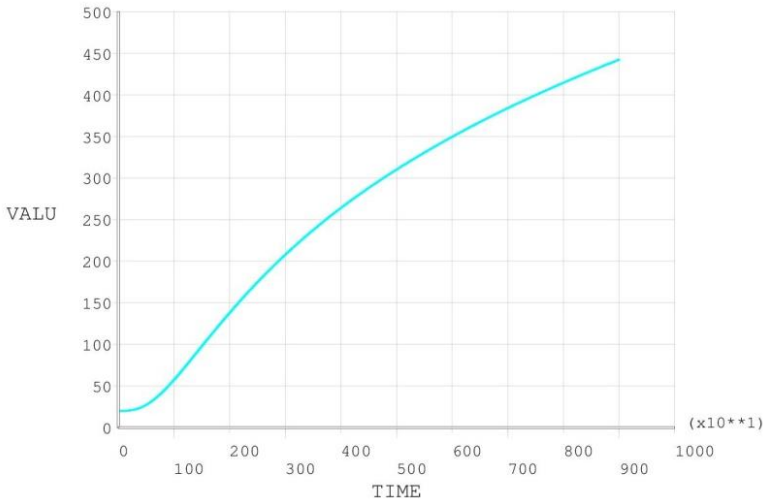


Рис. 10. Графік зміни температури у часі для вузла заглибленого у тіло плити на 50 мм

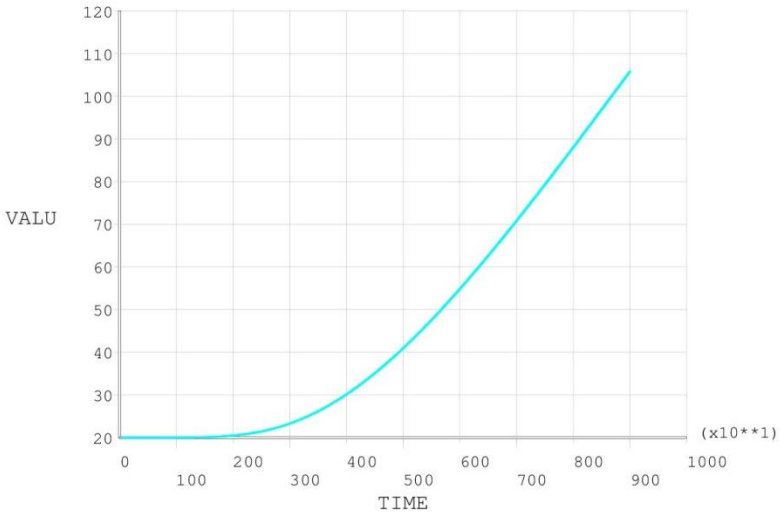


Рис. 11. Графік зміни температури у часі для поверхні плити яку не обігрівають

Всі результати розрахунків можливо отримати у вигляді таблиць з даними по зміні температури у часі, як для кожного окремого вузла, так і зведену таблицю для конструкції в цілому.

Висновки

З проведеного моделювання розподілу температур по перерізу залізобетонної плити можна зробити висновки:

- використання програмного комплексу ANSYS 16.0 дозволяє значно прискорити визначення розподілу температур по перерізу залізобетонної плити;
- програмний комплекс дає можливість виконувати розрахунки складних перерізів;
- програмний комплекс має велику кількість налаштувань, які дозволяють виконувати розрахунки з оптимальними параметрами;
- результати розрахунку можна отримати для будь-якої точки скінченно-елементної моделі;
- результати розрахунку можуть бути відображені у графічній, табличній та інших формах.

1. ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Будівельні конструкції. Методи випробувань навогнестійкість. Загальні вимоги.-К.: Держбуд України, 1999. -20 с.
2. ДБН В.1.1.7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. -К.: Держбуд України, 2003. 87 с.
3. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. - К.: Мінрегіон України, 2012. - 117 с.
4. В.М.Ройтман. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий/ В.М.Ройтман. -М.: Ассоциация "Пожарная безопасность и наука", 2001. - 382 с.
5. Шалумов А.С. Введение в ANSYS: прочностной и тепловой анализ: Учебное пособие/ Шалумов А.С., Ваченко А.С., Фадеев О.А., Багаев Д.В. – Ковров: КГТА, 2002. 33 с.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ТОВЩИНИ ЗАХИСНОГО ШАРУ ТА
ДІАМЕТРУ АРМАТУРИ МАГНІТНИМ МЕТОДОМ**

**THE RESEARCH OF THE THICKNESS OF PROTECTIVE
LAYER AND DIAMETER OF ARMATURE BY MAGNETIC
METHOD**

**Конончук О.П., к.т.н., доцент (Тернопільський національний
технічний університет імені Івана Пулюя, м. Тернопіль)**

**Kononchuk A.P., Ph.d. (engineering), Associate Professor (Ternopil
Ivan Pul'uj National Technical University, Ternopil)**

У статті наведено результати експериментальних досліджень пошуку товщини захисного шару бетону та величини діаметру арматури магнітним методом в трьох режимах роботи приладу ИПА-МГ4. Проаналізована залежність показів приладу неруйнівного контролю ИПА-МГ4 від віку бетону.

The problem of control the position and size of the armature in reinforced concrete constructions at the stage of their production and further exploitation by using non-destructive control devices are observed in the article. The results of experimental research of finding the protective layer thickness of concrete and size of armature's diameter by using magnetic method are given. The precision of instrument ИПА-МГ4 in its three operation modes were established: determination of the protective layer of concrete by the known diameter of armature; determination the diameter of armature by the known size of protective layer of concrete; the determination of both parameters simultaneously. The dependence among the indices of instrument ИПА-МГ4 and age of concrete has analyzed. Was found that starting seven days the concrete age doesn't effect on the indices of the device.

Ключові слова: арматура, контроль, захисний шар, діаметр, магнітний метод.

Keywords: armature, control, protection layer, diameter, magnetic method.

Вступ. Проблема контролю якості будівельних робіт, особливо в останній період, є актуальною. Відсоток монолітного будівництва в Україні становить близько 67% від загальної площі, яка забудовується. Оскільки, монолітні будівлі, переважно, призначені експлуатуватись більше ніж 200 років, то слід дуже ретельно поставитись до поточного контролю якості виконаних робіт. Даний контроль може виконуватись на етапі виготовлення елементів конструкцій; вивчення стану конструкцій, що монтуються або експлуатуються в реальних умовах; обстеження при аналізі причин аварії та в результаті пошкоджень конструкцій в процесі монтажу і експлуатації, а також різного роду катастроф.

Одним із перспективних напрямів контролю якості будівельних робіт є неруйнівний контроль, що дозволяє безпосередньо на об'єкті виконувати дослідження без руйнування матеріалу та швидко отримувати результат. Захисний шар бетону впливає не тільки на величину висоти робочого перерізу, а і довговічність цілої залізобетонної конструкції. Для контролю захисного шару бетону потрібні високоточні прилади. Значним проривом у будівництві стало винайдення магнітного методу дослідження. Цей метод застосовують для контролю якості при виготовленні і монтажі збірних та зведених монолітних залізобетонних конструкцій, під час обстеження стану залізобетонних конструкцій, що експлуатуються, а також для перевірки ефективності технологічних заходів, які застосовують для фіксації сталевих арматур в проектному положенні [1]. Завдяки приладам, які працюють на основі даного методу можна здійснювати контроль виконання будівельних робіт без руйнування залізобетонної конструкції.

Аналіз останніх досліджень. Неруйнівні методи контролю міцності бетону відносно молоді, і починають свій розвиток в 1950...1960-их роках завдяки науковим дослідженням ультразвукового методу І.М. Рабиновича, С.М. Соколова, Ю.А. Нілендера, М.А. Новгородського, І.А. Диковського та А.И. Кравцова. Досить широко методи неруйнівного контролю описані в роботах Б.Г. Скрамтаєвої та М.Ю. Ліщинського «Випробування міцності бетону» (М., 1964) також у наукових дослідженнях М.Г. Коревицької «Неруйнівні методи контролю якості залізобетонних конструкцій» (М., 1989). У цих виданнях наведені рекомендації з вибору методів і засобів неруйнівного контролю в залежності від виду виробу та умов експлуатації [2].

Проблема застосування магнітного методу для пошуку арматури досить широко розглянута Царьковим А.О. в його дисертаційній роботі: «Электромагнитный метод контроля расположения металлической арматуры опор контактной сети при смешанном армировании» [3]. Автор піднімає надзвичайно актуальні питання щодо визначення захисного шару бетону при наявності арматурної сітки, адже прилади, на зразок ИПА-МГ4 працюють по ГОСТ 22904, і коли армування виходить за межі цього ГОСТу (а це буває досить часто), такі прилади не здатні давати достовірні дані.

Головним документом, який регламентує використання магнітного методу в будівництві є ДСТУ Б В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93) «Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури» [1]. Даний стандарт розповсюджується на збірні і монолітні залізобетонні конструкції будівель і споруд, які виготовляють із бетону різних видів, і установлює магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування сталевих арматур в зазначених конструкціях.

Проте, попри наявні наукові напрацювання ця проблема є досить широкою і відкритою, вона потребує детального вивчення. Питання контролю товщини захисного шару та положення арматури в залізобетонних конструкціях повинно стояти одним із пріоритетних при зведенні монолітних конструкцій. А оскільки монолітне будівництво в Україні зараз активно розвивається, то вирішення даної проблеми наразі найпоширенішим магнітним методом в залізобетонних конструкціях є актуальним і потребує подальшого дослідження.

Постановка мети і задач досліджень. В останні роки спостерігається значне зростання застосування засобів неруйнівного контролю будівельної продукції. Динаміка розвитку неруйнівного контролю обумовлена розширенням сфери його використання і постійно зростаючими потребами галузі. Проте багаторічний досвід застосування на практиці даних приладів вказує на цілий ряд проблем пов'язаних із величиною похибок, що виникають при проведенні вимірювань. Саме тому додаткові дослідження і якісна оцінка точності вимірювань даних приладів та встановлення факторів, що на неї впливають є актуальним завданням.

Основною метою даних експериментальних досліджень є оцінка точності вимірювання товщини захисного шару бетону і

діаметру арматури магнітним методом та встановлення її залежності від віку бетону. Для досягнення цієї мети ставились наступні завдання досліджень:

- розробити методику та програму експериментальних досліджень;
- провести дослідження на підготовлених зразках у 3-х режимах роботи приладу ИПА-МГ4;
- виконати статистичну обробку отриманих даних та оцінити точність вимірювань приладом ИПА-МГ4;
- встановити вплив віку бетону на покази приладу ИПА-МГ4.

Методика досліджень. Випробування проводились на базі «Науково-випробувальної лабораторії будівельних матеріалів, виробів та конструкцій» кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету ім. І. Пулюя.

Програма експериментальних досліджень включала в себе дві серії зразків з бетону класу С16/20. Кожна серія складалась з двох плит розмірами 150×300×450 мм виготовлених із бетону одного замісу. Програма експериментальних досліджень передбачала випробування зразків у віці 7 діб, 14 діб та 28 діб в трьох режимах:

- 1) Дослідження товщини захисного шару бетону при відомій величині діаметру арматури за допомогою приладу ИПА-МГ4.
- 2) Дослідження величини діаметру арматури при відомій товщини захисного шару бетону за допомогою приладу ИПА-МГ4.
- 3) Дослідження товщини захисного шару бетону та діаметру арматури при двох невідомих за допомогою приладу ИПА-МГ4.

Крім того, у 28-ми денному віці встановлювався клас бетону дослідних зразків неруйнівними методами контролю, зокрема методом ударного імпульсу приладом ИПС-МГ 4.03 та методом відриву зі сколюванням приладом ПОС-50МГ4.0.

Для виконання мети та задач досліджень експериментальні зразки армували наступним чином:

- Пливу №1 – армували трьома стержнями Ø10, Ø16, Ø20 мм класу А400С із однаковим захисним шаром бетону 20 мм.
- Пливу № 2 – армували трьома стержнями Ø10 класу А400С, але з різною величиною захисного шару бетону: 5, 10 та 30 мм.
- Пливу № 3 – армували трьома стержнями Ø16 класу А400С з різною величиною захисного шару бетону: 10, 16 та 40 мм.
- Пливу № 4 – армували трьома стержнями Ø20 класу А400С з різною величиною захисного шару бетону: 10, 20 та 50 мм.

Схеми розташування арматури в дослідних зразках зображені на рис. 1. Для забезпечення фіксації положення арматури в процесі бетонування використовували спеціальні шаблони (див. рис. 2).

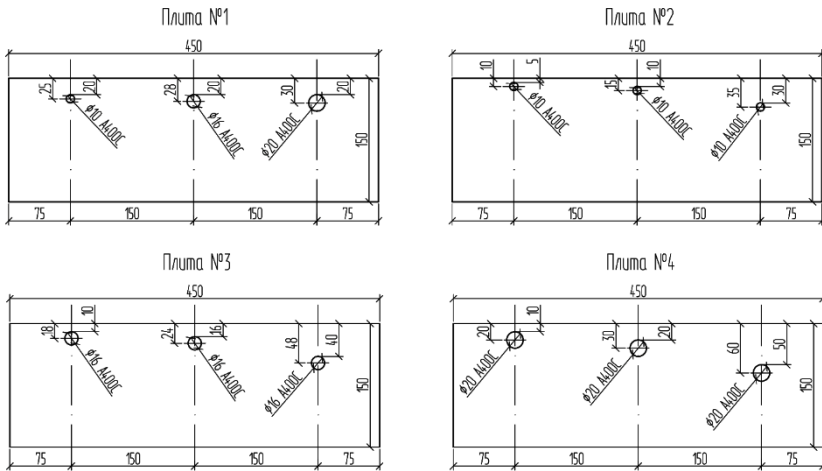


Рис. 1 Схеми розташування арматури в дослідних зразках

Відповідно до методики досліджень приладом ИПА-МГ4 на кожній ділянці було виконано шість замірів (рис. 3). В результаті проведених випробувань отримано достатній масив даних для статистичної обробки.



Рис. 2 Фіксація положення арматури перед бетонуванням



Рис. 3 Випробування дослідних зразків приладом ИПА-МГ4

Результати досліджень. Прилад ИПА-МГ4 працює згідно ГОСТ 22904, який на сьогоднішній день є застарілим. Згідно даного документу, захисним шаром бетону вважається відстань від краю бетону до центру арматури, а згідно діючого ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 – відстань від краю бетону до найближчого контуру арматури. Цей факт був врахований і не вплинув на кінцевий результат.

Результати експериментальних досліджень в першому режимі роботи приладу ИПА-МГ4 (пошук товщини захисного шару бетону при відомому діаметрі закладеної арматури) після статистичної обробки наведені в табл. 1. Проаналізувавши отримані дані можна сказати, що в даному режимі покази приладу мають хорошу збіжність з реальними величинами захисного шару. В загальному похибка знаходиться в межах від -5 до 2 %, і лише в одному випадку складає близько 10 %, що вказує на достовірність отриманих даних. Варто звернути увагу, що покази приладу мають тенденцію до невеликого заниження результатів.

В табл. 2 приведено результати експериментальних досліджень в другому режимі роботи приладу ИПА-МГ4 (пошук діаметру арматури при відомій товщині захисного шару бетону). В цьому режимі прилад показав дещо більшу похибку, в основному масиві даних вона становила від -15 до 9 %, а в одній із точок дослідження близько 50 %. Тобто, в загальному прилад показує хорошу збіжність з реальними величинами діаметру арматури, але в окремо взятих точках спостерігається значне спотворення результатів, що може бути спричинено попаданням в зону його дії перешкод.

Варто відзначити, що будь якої залежності точності показів приладу від величини діаметру арматури чи товщини захисного шару бетону, що розглядалися в експерименті, не було встановлено.

Щодо експериментальних досліджень в третьому режимі роботи приладу ИПА-МГ4 (пошук величини захисного шару бетону та діаметру арматури при двох невідомих) можна сказати, що достовірних результатів не вдалось отримати. Через обмеженість розміру статті дані по цих дослідженнях не наведені, проте проаналізувавши їх можна сказати, що в цьому режимі роботи єдиної чіткої залежності немає. Для пошуку захисного шару бетону прилад майже у всіх випадках занижує результати (похибка складає від -30 до -80 %). Для пошуку діаметру закладеної арматури прилад у всіх випадках значно завищує результати (похибка складає від 25 до 110 %). Очевидно, що такі результати до уваги брати не можна.

Таблиця 1.

Результати пошуку товщини захисного шару бетону при відомому діаметрі закладеної арматури

№ плити	Армування плити	Фактична величина a , мм, ГОСТ 22904	Середнє значення a_{exp} , мм	Величина відхилення Δ_i , %
Плита №1	Ø10 А 400С	25	24,17	-3,32
	Ø16 А 400С	28	26,70	-4,64
	Ø20 А 400С	30	26,87	-10,43
Плита №2	Ø10 А 400С	10	9,90	-1,00
	Ø10 А 400С	15	14,70	-2,00
	Ø10 А 400С	35	33,88	-3,20
Плита №3	Ø16 А 400С	18	18,00	0
	Ø16 А 400С	24	23,85	-0,63
	Ø16 А 400С	48	48,20	0,42
Плита №4	Ø20 А 400С	20	19,57	-2,15
	Ø20 А 400С	30	28,47	-5,10
	Ø20 А 400С	60	61,08	1,80

Таблиця 2.

Результати пошуку діаметру арматури при відомій товщині захисного шару бетону

№ плити	Величина a , мм, ГОСТ 22904	Фактичний діаметр арматури \varnothing , мм	Середнє значення \varnothing_{exp} , мм	Величина відхилення Δ_i , %
Плита №1	25	10	10,72	7,20
	28	16	17,26	7,88
	30	20	20,87	4,35
Плита №2	10	10	14,96	49,60
	15	10	10,91	9,10
	35	10	9,70	-3,00
Плита №3	18	16	15,09	-5,69
	24	16	16,09	0,56
	48	16	15,07	-5,81
Плита №4	20	20	21,12	5,60
	30	20	17,04	-14,80
	60	20	19,39	-3,05

В межах даних досліджень проведено також вивчення впливу віку бетону на точність вимірювання приладу ИПА-МГ4. Проведено порівняння показів приладу у віці 7 та 14 діб з показами в 28-ми денному віці в перших двох режимах роботи. Встановлено, що відсутня будь яка тенденція до зменшення чи до збільшення похибки вимірювань. В результаті обробки даних встановлено, що середня похибка вимірювань в першому режимі роботи в різному віці бетону становить 0,22 %, а в другому режимі 0,38 %. Це свідчить про те, що вік бетону немає жодного впливу на роботу приладу ИПА-МГ4, що базується на магнітному методі.

Висновки. Проведені експериментальні дослідження за допомогою приладу ИПА-МГ4 показали, що магнітний метод неруйнівного контролю дає достовірні дані, що можуть застосовуватись при встановленні товщини захисного шару бетону та величини діаметру арматури у конструкціях, які потребують поточного контролю чи знаходяться на стадії експлуатації і не можуть бути досліджені в лабораторних умовах. При цьому виявлено, що режим роботи даного приладу, який передбачає визначення одночасно і діаметру арматури і її захисного шару є не дієвим, оскільки дає недостовірні дані, які не можуть бути використані на практиці. Встановлено, що вік бетону, починаючи з 7 діб, не впливає на покази приладу ИПА-МГ4. Також відсутній будь який вплив на точність вимірювань від зміни діаметру арматури і товщини захисного шару бетону.

1. ДСТУ Б В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93) Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури. – Київ: Мінбуд України, 1996. – 22 с. 2. Кравцов А.И. Ультразвуковой контроль прочности бетона. – Оренбург, 2000. – 27 с. 3. Царьков А.О. Электромагнитный метод контроля расположения металлической арматуры опор контактной сети при смешанном армировании: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.22.07 / А.О. Царьков // Москва., ВНИИЖТ, 2010. – 24 с. 4. Чернуха Н.А. Контроль качества железобетонных конструкций при обследовании зданий. Интернет-журнал "Строительство уникальных зданий и сооружений". №2 (7), 2013. С 62 – 70. 5. Ясній П.В. Дослідження міцності бетону неруйнівними методами контролю / П.В. Ясній, О.П. Конончук, О.М. Якубишин // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 296 – 303.

УДК.624.02.44

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО–ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ
МІЦНОСТІ ТА ГРАНИЧНОЇ ДЕФОРМАЦІЇ БЕТОНУ
ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ ЗНАКОЗМІННИХ
НАВАНТАЖЕНЬ**

**EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY STRENGTH
AND ULTIMATE STRAIN NONCENTRAL PRESSED
REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER LOWCYCLE
ALTERNATING LOADS**

**Масюк Г.Х. к.т.н., проф., Алексієвець І.І. к.т.н., доц.,
Войтович О.В. студент (Національний університет водного
господарства та природокористування, м. Рівне)**

**Masuk G.H. candidate of technical sciences, professor, Alekseevets I.I.
candidate of technical sciences, associate professor, Vojtovich O.V. student
(National university of water management and nature resources use, Rivne)**

Наведено результати експериментальних досліджень роботи позацентрово стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень. Виявлено вплив вище вказаних навантажень на граничну деформацію бетону найбільш стиснутої грані та несучу здатність позацентрово стиснутих елементів. Виконано порівняльний аналіз експериментальних даних з теоретичними розрахунками на основі деформаційної моделі.

The results of experimental studies of noncentral pressed reinforced concrete elements for action lowcycle alternating loads. The influence of these higher loads on the maximum deformation of compressed concrete most facets and noncentral carrying capacity of compressed elements. A comparative analysis of experimental data with theoretical calculations based on deformation model.

Ключові слова: позацентровий стиск, знакозмінні навантаження, гранична деформація, несуча здатність.

Keywords: noncentral compression, alternating load, maximum strain, load-bearing capacity.

Вступ. Значна кількість позацентрово стиснутих залізобетонних елементів в процесі експлуатації випробовують дію знакозмінних циклових навантажень. Такі навантаження спричиняють особливі умови роботи залізобетонних елементів, викликаючи зміни міцнісних та деформативних характеристик бетону, впливаючи на процеси тріщини утворення та на їх несучу здатність. До позацентрово стиснутих елементів, що випробовують дію малоциклових знакозмінних навантажень відносяться колони одноповерхових виробничих будівель, колони багатопверхових будівель, елементи підпірних стін, стійки транспортних естакад, стійки без розкісних ферм, окремі елементи різноманітних спеціальних споруд і інші. В діючих нормативних документах відсутні рекомендації для розрахунку позацентрово стиснутих елементів, що зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень.

Аналіз останніх джерел, постановка мети і задач досліджень. Досить велика кількість вчених, як вітчизняних так і зарубіжних, проводили дослідження роботи позацентрово стиснутих елементів за різних режимів завантажень, їх характеру, різних класів бетону, різного значення ексцентриситетів, тощо.

Що стосується досліджень роботи позацентрово стиснутих елементів, на які діють знакозмінні малоциклові навантаження, то такі дослідження практично відсутні. Тому експериментальне дослідження граничних характеристик стиснутої зони бетону, деформативності та несучої здатності залізобетонних позацентрово стиснутих елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень є задачею актуальною.

Теоретичні дослідження характеристик стиснутої зони бетону та міцності бетонних елементів були проведені на основі деформаційної моделі з екстремальним критерієм міцності [1...5], але при інших режимах навантажень.

Метою роботи є експериментальне дослідження впливу малоциклових знакозмінних навантажень на граничні деформації і міцність бетону стиснутої зони і несучу здатність позацентрово стиснутих елементів.

Методика досліджень. У процесі проведення експериментальних досліджень залізобетонних колон деформації бетону і арматури в характерних перерізах замірялись на всьому діапазоні навантаження. Особлива увага приділялась визначенню

граничних деформацій бетону та арматури при руйнуванні граничних деформацій бетону та арматури при руйнуванні залізобетонних елементів в кінці випробувань.

Для виконання поставленої мети було випробувано 14 колон із різними режимами завантажень. Розподіл експериментальних зразків наведено в таблиці 1.

Таблиця 1

Номенклатура та режим завантаження

Марка	К-ть, шт.	Рівень навантаження, η	Розміри $l \times b \times h$, см	Поздовжня арматура	Поперечна арматура		
					вид	діаметр	крок S_w , мм
1-ша серія							
1К-1	1	1,0	300x16x10	4Ø12 А400С	хомути	Ø5 Вр-I	150
1КЗН-2	2	0,3-0,6					
1КЗН-3	2	0,3-0,6 0,3-0,8 (5 цикл)					
1КЗН-4	2	0,3-0,6 (1-5 цикл) 0,3-0,8 (6-10 цикли)					
2-га серія							
2К-1	1	1,0	300x16x10	4Ø12 А400С	хомути	Ø5 Вр-I	150
2КЗН-2	1	0-0,65					
2КЗН-3	1	0-0,85					
2КЗН-4	2	0-0,65 (а) 0-0,85 (б)					
2КЗН-5	2	0-0,1 ... 0-1,0					

Зразки першої серії виготовлялись із бетону класу С16/20, а другої – С20/25. Поздовжні сили прикладались із знакозмінними ексцентриситетами $e_N = 10$ см.

Результати досліджень. Результати деформувань експериментальних випробувань дослідних зразків при різних режимах завантажень показані на графіках залежностей деформацій бетону від рівня навантажень по циклах рис 1... рис. 4 першої серії і рис. 5...рис.9 другої серії.

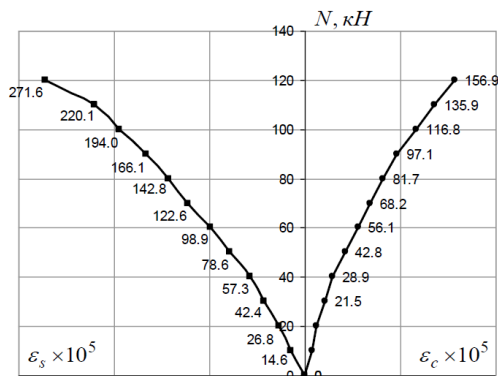


Рис. 1. Графіки деформування найбільш напруженого шару бетону та розтягнутої арматури в колоні 1К-1

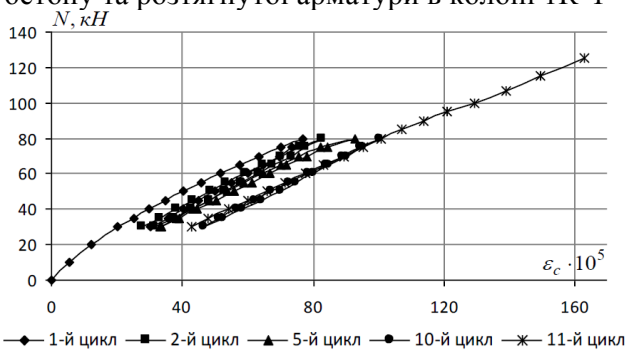


Рис. 2. Розвиток деформацій стиснутого бетону колон марки 1К3Н-2 протягом десяти циклів

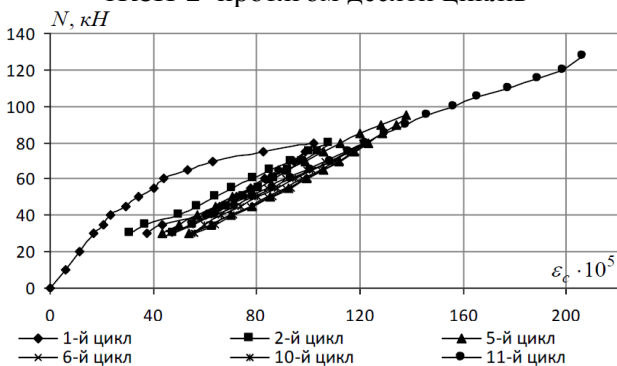


Рис. 3. Розвиток деформацій стиснутого бетону колон марки 1К3Н-3 протягом десяти циклів

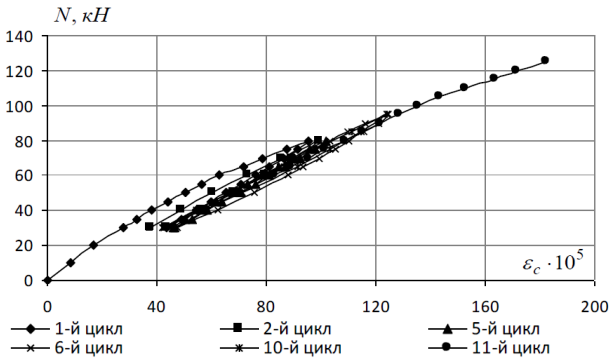


Рис. 4. Розвиток деформацій стиснутого бетону колон марки 1КЗН-4 протягом десяти циклів

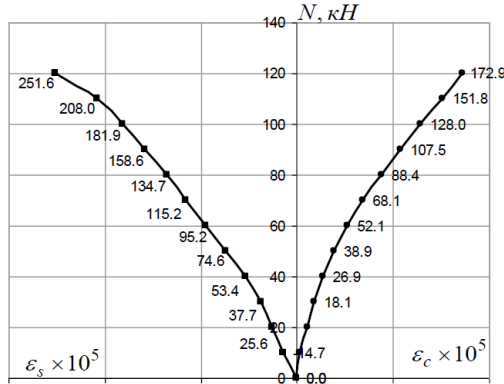


Рис. 5. Графіки деформування найбільш напруженого шару бетону та розтягнутої арматури в колоні 2К-1

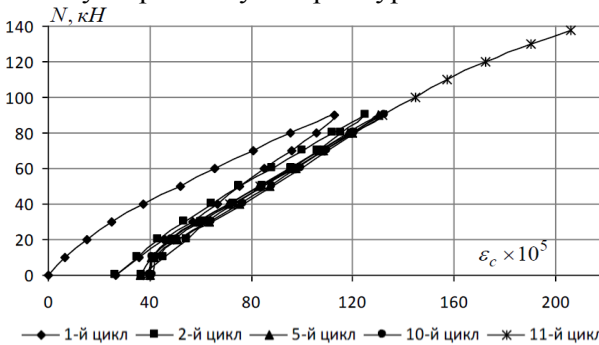


Рис. 6. Розвиток деформацій стиснутого бетону колон марки 2КЗН-2 протягом десяти циклів

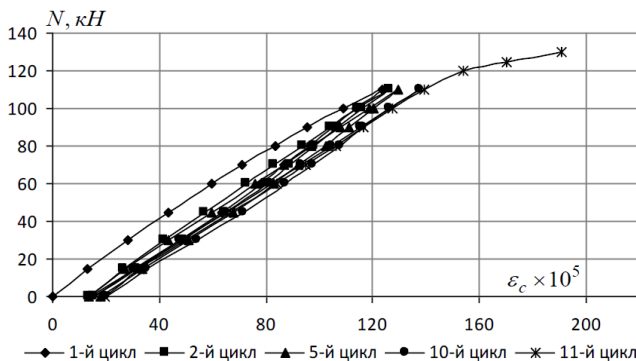


Рис. 7. Розвиток деформацій стиснутого бетону колон марки 2КЗН-3 протягом десяти циклів

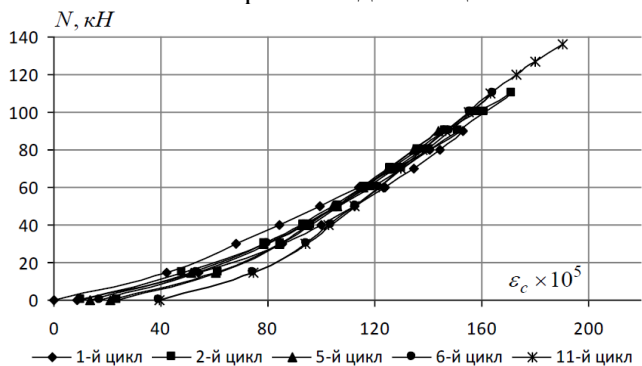


Рис. 8. Розвиток деформацій стиснутого бетону колон марки 2КЗН-4 протягом десяти циклів

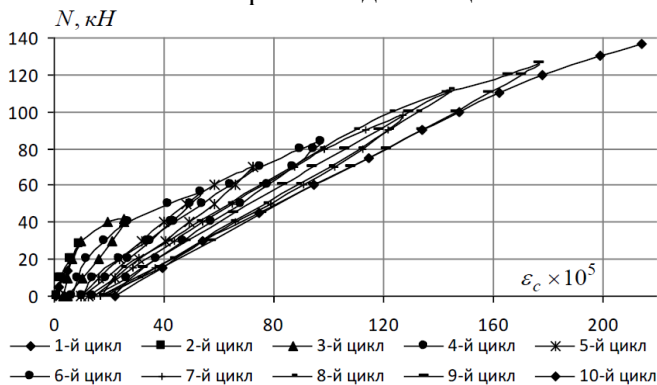


Рис. 9. Розвиток деформацій стиснутого бетону колон марки 2КЗН-5 протягом десяти циклів

Значення величин відносних деформацій бетону в найбільш стиснутих волокнах та арматурі в розтягнутій зоні за дії циклічних навантажень експериментальних зразків по циклах наведені в таблицях (табл.2... табл.4) першої серії і (табл. 5...табл.8) другої серії.

Таблиця 2

Відносні деформації бетону та арматури колон марки 1КЗН-2

η	Цикли навантажень										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \cdot 10^5$										
0,3	30,24	31,35	31,53	33,19	35,25	37,02	38,63	40,42	43,65	46,45	-
0,6	76,73	82,68	84,08	89,76	92,63	95,42	98,18	99,36	99,72	100,18	100,9
	Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \cdot 10^5$										
0,3	68,5	69,52	69,9	70,04	70,54	71,96	73,98	76,65	77,79	78,09	-
0,6	118,41	122,37	125,62	128,04	130,15	131,87	133,57	134,97	136,45	137,80	138,0

Таблиця 3

Відносні деформації бетону та арматури колон марки 1КЗН-3

η	Цикли навантажень										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \cdot 10^5$										
0,3	46,74	47,93	48,93	49,44	53,60	54,97	55,50	56,08	56,12	56,05	-
0,6	102,0	108,35	109,78	112,08	-	121,07	121,33	122,77	123,09	123,18	122,22
0,8	-	-	-	-	137,76	-	-	-	-	-	138,50
	Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \cdot 10^5$										
0,3	48,13	48,25	49,78	51,11	55,37	56,49	58,48	60,80	60,74	60,81	-
0,6	92,46	98,29	100,34	103,62	-	113,34	114,75	115,66	117,05	118,50	117,99
0,8	-	-	-	-	126,68	-	-	-	-	-	138,5

Таблиця 4
Відносні деформації бетону та арматури колон марки ІКЗН-4

η	Цикли навантажень										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \cdot 10^5$										
0,3	43,51	43,58	45,18	45,65	46,18	47,58	47,92	48,39	48,88	49,02	-
0,6	95,45	99,07	99,46	101,15	101,71	-	-	-	-	-	108,78
0,8	-	-	-	-	-	124,66	126,38	127,15	127,74	128,21	128,38
	Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \cdot 10^5$										
0,3	50,71	52,48	52,67	53,34	53,54	54,83	55,17	55,67	55,88	55,94	-
0,6	94,34	100,42	101,70	102,75	103,42	-	-	-	-	-	109,89
0,8	-	-	-	-	-	122,14	125,28	125,07	125,43	126,02	126,45

Таблиця 5
Відносні деформації бетону та арматури колон марки 2КЗН-2

η	Цикли навантажень										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \cdot 10^5$										
0	20,2	36,8	37,7	39,5	39,9	40,3	40,8	40,7	41,0	41,1	-
0,65	112,8	125,2	126,0	129,1	130,1	131,2	131,7	132,0	132,3	132,6	131,5
	Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \cdot 10^5$										
0	17,6	17,8	18,7	20,2	20,2	24,1	24,5	25,9	26,6	26,9	-
0,65	108,0	111,7	112,5	116,2	118,1	121,7	122,4	124,5	125,0	125,2	126,5

Таблиця 6
Відносні деформації бетону та арматури колон марки 2КЗН-3

η	Цикли навантажень										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \cdot 10^5$										
0	14,2	15,2	15,9	16,6	17,7	18,2	18,4	19,1	20,0	20,6	-
0,85	123,6	126,0	129,7	130,3	130,7	131,2	134,3	135,5	136,8	137,9	139,0
	Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \cdot 10^5$										
0	30,5	30,2	26,5	26,7	26,4	27,9	27,8	26,5	27,2	27,3	-
0,85	139,8	140,8	146,6	148,2	144,5	145,8	151,0	152,3	153,1	153,6	154,8

Таблиця 7

Відносні деформації бетону в найбільш стиснутих волокнах та арматури в розтягнутій зоні за дії циклічних навантажень колон марки 2КЗН-4

η	Цикли навантажень										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \cdot 10^5$										
0	8,4	10,2	12,8	15,4	16,1	17,2	17,3	19,3	21,4	21,3	-
0,65	153,1	-	146,5	-	143,7	-	143,6	-	145,7	-	146,5
0,85	-	171,2	-	164,4	-	164,6	-	164,4	-	163,4	-
	Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \cdot 10^5$										
0	14,6	16,1	14,4	15,0	15,5	15,8	14,7	15,2	16,0	16,5	-
0,65	93,7	-	104,3	-	108,8	-	109,6	-	111,7	-	111,5
0,85	-	126,5	-	130,9	-	134,4	-	134,8	-	136,6	-

Таблиця 8

Відносні деформації бетону в найбільш стиснутих волокнах та арматури в розтягнутій зоні за дії циклічних навантажень колон марки 2КЗН-5

η	Цикли навантажень										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \cdot 10^5$										
0	0,3	2,6	4,8	10,0	12,3	14,0	16,7	17,0	17,7	18,3	-
η _в	4,6	9,0	25,5	53,3	72,2	97,5	127,2	144,2	177,0	181,0	-
	Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \cdot 10^5$										
0	0,6	3,8	7,1	11,8	13,7	16,3	18,3	20,2	20,3	20,6	-
η _в	4,5	13,2	26,1	43,2	62,5	81,6	103,6	126,1	153,6	158,4	-

Результати порівняння теоретичних значень за методикою деформаційної моделі з екстремальним критерієм міцності і експериментальних даних граничних деформацій стиснутої зони бетону та міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів зі статистичною обробкою наведені в табл. 9 і табл. 10.

Таблиця 9

Експериментальні і теоретичні значення максимальних деформацій найбільш стиснутої зони бетону експериментальних зразків в стадії близької до руйнування

№ з/п	Шифр зразків	Максимальна відносна деформація найбільш стиснутої грані бетону		Δε %
		ε	ε	
1	1К-1	0,001560	0,001501	0,962
2	1КЗН-2	0,001009	0,000924	0,916
3	1КЗН-3	0,001385	0,001251	0,903
4	1КЗН-4	0,001821	0,001661	0,912
5	2К-1	0,001729	0,001617	0,935
6	2КЗН-2	0,002062	0,001654	0,802
7	2КЗН-3	0,001900	0,001457	0,767
8	2КЗН-4	0,001900	0,0016948	0,892
9	2КЗН-5	0,0021614	0,001614	0,754
Середнє арифметичне				0,871
Середнє квадратичне				
Середнє квадратичне відхилення				
Коефіцієнт варіації				

Таблиця 10

Порівняння теоретичних значень поздовжньої сили з експериментальними

Марка колонн	Дослідні значення N_{exp} , кН	Значення поздовжньої сили N , кН, при використанні методик					
		N_{theor} , кН	$k = N_{th} / N_{exp}$	N , кН ДБН В.2.6-98:2009	$k = N / N_{exp}$	N_{adm} , кН СНП 2.03.01-84	$k = N_{adm} / N_{exp}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1К-1	120	105,3	0,88	138,8	1,16	109,4	0,91
1КЗН-2	125	114,5	0,92		1,11		0,88
1КЗН-3	128	114,7	0,90		1,08		0,85
1КЗН-4	125	107,8	0,86		1,29		0,88
2К-1	125	108,2	0,87	162,8	1,30	121,5	0,97
2КЗН-2	138	122,5	0,89		1,18		0,88
2КЗН-3	130	113,9	0,88		1,25		0,93
2КЗН-4	136	114,0	0,84		1,20		0,89
2КЗН-5	137	126,2	0,92		1,19		0,89

Методика визначення теоретичних значень максимальних деформацій бетону найбільш стиснутого волокна перед руйнуванням експериментальних зразків і їх несучої здатності наведені в [6].

Висновки. Проведені експериментальні дослідження дають можливість зробити висновок про достовірність деформаційної моделі, яка дозволяє аналізувати повний комплекс граничних параметрів нормальних перерізів у стадії їх руйнування, виявляти пружний або пластичний стан роботи арматури та використовувати відповідні розрахункові залежності.

В процесі експериментальних досліджень, виявлено і встановлено, що малоциклові знакозмінні навантаження суттєво впливають на граничні характеристики нормального перерізу позацентрово стиснутого елемента і на його несучу здатність.

1. Митрофанов В.П. О влиянии формы нормального сечения на предельную деформацию бетона сжатой зоны. / В.П. Митрофанов, А.А. Шкурупий, Д.Н. Лазарев, Б.П. Митрофанов / Збірник наукових праць. Серія «Галузеве машинобудування, будівництво». – Полтава: ПолтНТУ, 2005. – Вип. 15. – С. 89–94. **2.** Шкурупій О.А. Вплив форми перерізу на граничні характеристики стиснутої зони бетону позацентрово стиснутих залізобетонних елементів / О.А. Шкурупій, Д.М. Лазарев/ Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 15. – С. 286–297. **3.** Бамбура А.Н. Развитие методов оценки напряженно-деформируемого состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов / Научно-практические проблемы современного железобетона: Первая всеукраинская научно-техническая конференция. Сб. тезисов. – Київ: НИИСК, 1996. – С. 36–39. **4.** Туркалов Б.Ф. К вопросу о расчете стержневых железобетонных элементов с учетом полных диаграмм деформирования материалов / Б.Ф. Туркалов, Б.К. Твинг / Журнал Бетон и железобетон. – Київ 2004. – Вип. 5. – С. 23–27. **5.** Ромашко В.М. Деякі особливості діаграми стану бетону / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2004. – Вип. 3. – С. 294–301. **6.** Алексієвець І.І. Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень / Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук: 05.23.01. – Рівне: НУВГП, 2014. – 141с.

УДК 624.011.01

РОБОТА БАЛОК З ЦІЛЬНОЇ ДЕРЕВИНИ В УМОВАХ ПРЯМОГО ТА КОСОГО ЗГИНУ

WORK OF SOLID WOOD BEAMS IN TERMS OF DIRECT AND SLANTING BEND

Павлюк А.П., аспірант (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Pavluk A.P., post-graduate student (National University of Water Management and Environmental Engineering, Rivne)

Наведені результати експериментальних досліджень міцності та деформативності дерев'яних балок в умовах прямого та косоного згину. Результати дадуть змогу проектувати конструкції з деревини використовуючи більш повно несучу здатність елементів, а також більш економічно підібрати товщини елементів в залежності від довжини та висоти конструкцій.

The article presents the results of experimental studies of strength and deformability of wooden beams in terms of direct and slanting bend. The results obtained will enable the design of wood structures using a full carrying capacity of the elements, and to choose more economically the thickness of the elements depending on the length and height of structures.

Ключові слова: деревина, несуча здатність, косий згин, прямий згин, деформації, напруження, жорсткість.

Keywords: wood, caring capacity, straight bend, slanting bend, deformation, strain, stiffness.

Вступ. Деревина як міцний, легкий в обробці, естетичний та відносно дешевий будівельний матеріал завжди знаходив широке застосування в будівництві. Деревина широко застосовується в будівлях та спорудах в якості несучих конструкцій, що працюють на стиск, згин, косий згин (колони, балки, прогони, крокви, ферми) та в огорожуючих конструкціях (стінах, перегородках, перекриттях, покриттях). Також деревина використовується для

виготовлення столярно-будівельних виробів (двері, вікна, паркет, підлоги, меблі). Піломатеріали, дереволокнисті та деревостружкові плити, LVL- плити та балки, а також фанера є одними з основних будівельних матеріалів, що сьогодні застосовуються в будівництві.

Стан питання та задачі дослідження. Значна кількість дерев'яних конструкцій в будівлях і спорудах різного цільового призначення працюють на згин. Основним і найбільш застосовуваними з них є балки. Тому дослідження дерев'яних балок на прямий та косий згин є актуальним на сьогодні.

Методика досліджень. Випробування балок було умовно поділено на два етапи:

- дослідження дерев'яних балок на прямий згин;
- дослідження дерев'яних балок на косий згин.

Назви дослідних зразків наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Назви дослідних зразків та їх розташування

Характер роботи	Назва балки	Кут нахилу
Прями згин	БД-1	-
	БД-2	-
Косий згин	БД-3	10°
	БД-4	10°
	БД-5	25°
	БД-6	25°

Для проведення випробувань першого етапу (прямий згин) в лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування було виготовлено дослідну установку (рис.1).

В якості породи деревини була прийнята сосна, так як вона є одна з найбільш поширених в будівельній галузі та площа запасів на території нашої країни складає близько 35% всіх запасів. Завдяки своїм технічним властивостям, доступності обробки ріжучими інструментами і малій об'ємній вазі деревина сосни є основною в будівництві. Для виготовлення зразків вибиралось дерево з максимально рівним стовбуром для забезпечення паралельності волокон, з мінімальною кількістю гілок та діаметром не менше 20 см.

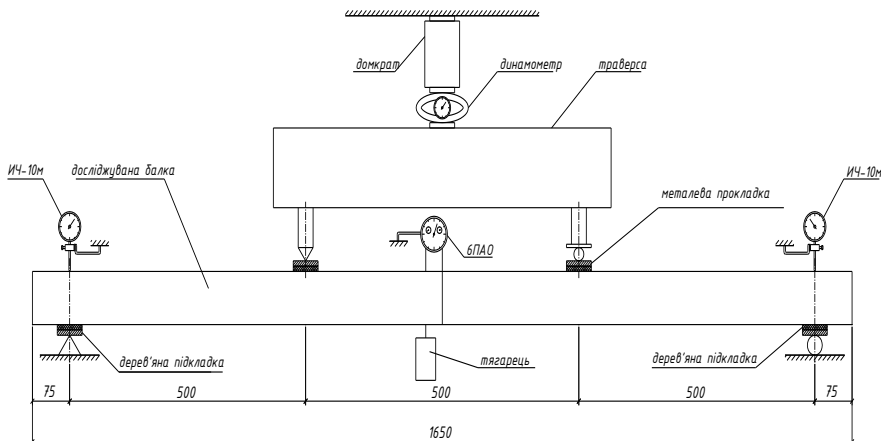


Рис.1. Дослідження балок на прямиий згин

Дослідження проводилися на балках суцільного перерізу 50x80 мм довжиною 1650 мм. Розрахункова схема – це балка вільно лежача на двох опорах завантажена двома зосередженими силами. Навантаження прикладалось через металеву траверсу за допомогою гідравлічного домкрата. В місцях обпирання та прикладання навантаження підкладались дерев'яні підкладки для запобігання місцевого змінання деревини. В середині прольоту балки встановлювався прогиномір. На опорах для фіксування деформацій влаштовувались ИЧ-10м.

Для проведення випробувань другого етапу попередньо виготовлялися металеві опори, які забезпечували необхідний кут нахилу балки, так як випробування проводилось за дії косоого згину. Дослідження проводились за кутів нахилу 10° та 25° . Балки встановлювались на металеві опори. Навантаження прикладалось через траверсу за допомогою гідравлічного домкрата. Між металевими опорами та досліджуваною балкою влаштовувались дерев'яні підкладки. В місцях прикладання навантаження для запобігання впливу кручення [1] встановлювались в'язі. Для фіксування прогинів балок в двох площинах встановлювались прогиноміри на опорах та посередині балки. Схема дослідної установки для випробувань балки в умовах косоого згину зображена на рис.2.

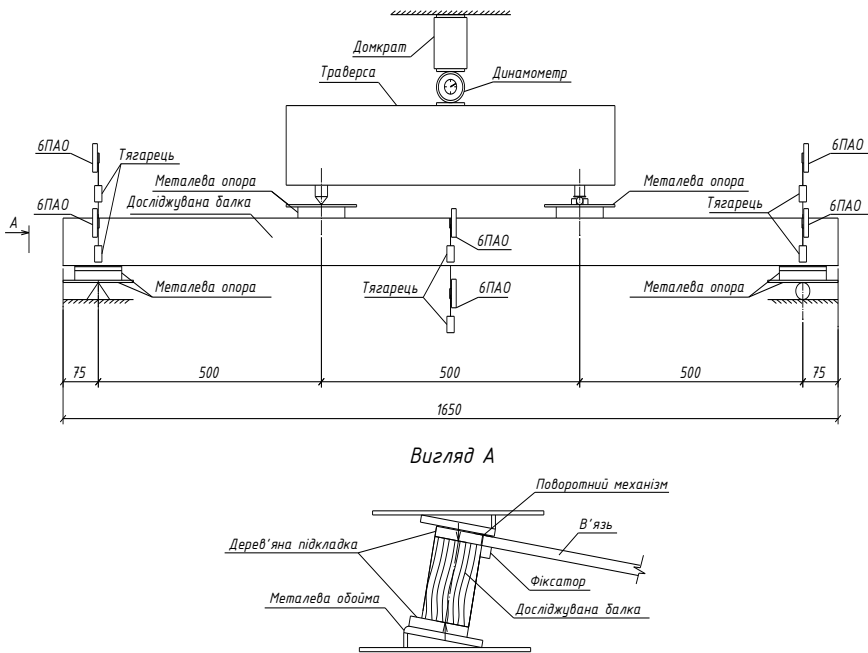


Рис.2. Дослідження балок на косий згин

Результати дослідження. При випробуваннях на прямий та косий згин навантаження прикладалось ступенями 8-10 % від руйнівного згідно [2,3,4]. На кожному ступені навантаження проводилось зняття показів з усіх вимірювальних приладів та фотофіксація балки. Руйнівне навантаження досліджуваних балок на прямий та косий згин наведені в таблиці 2.

Таблиця 2

Руйнівні навантаження дерев'яних балок

Назва зразка	Розміри перерізу b·h (мм)	Руйнівні навантаження, F, кН
БД-1	50,1x80,1	12,2
БД-2	50,1x80,1	12,3
БД-3	50,2x79,9	22,0
БД-4	50,1x80,1	21,9
БД-5	50,2x80,1	15,0
БД-6	49,9x80,2	15,1

Руйнування балок за дії прямого та косоного згину за двох різних кутів нахилу проходило в зоні чистого згину з попереднім утворенням складок. При навантаженні 1100 кг балок на прямий згин відбувалося перше звукове потріскування. Для косозігнутих балок при кутах нахилу 10° та 25° перше потріскування було при навантаженні 1700 та 1300 кг відповідно. Подальше завантаження зразків супроводжувалося значним збільшенням прогинів та потріскуванням. На рис.3 наведено характер руйнування балок БД-1, БД-3 та БД-5.

а)



б)



в)



Рис.3.Характер руйнування дерев'яних балок:
а) БД-1 ; б) БД-3 ; в) БД-5

Як видно з таблиці 2 несуча здатність балок за кутів нахилу 10 та 25 градусів більша.

Прогини балок БД-1 та БД-2 наведені на рисунку нижче. Згідно [5] гранично допустимий прогин балок складає $1/150 l$, де l -проліт балки. В нашому випадку гранично допустимий прогин балок становить :

$$w_{fin} = \frac{l}{150} = \frac{1500}{150} = 10 \text{ мм (1)}$$

Цей прогин контролювався в процесі експерименту. Для балок БД-1 та БД-2, які працювали за прямого згину, він наставав при навантаженні 4,0 та 4,05 кН відповідно.

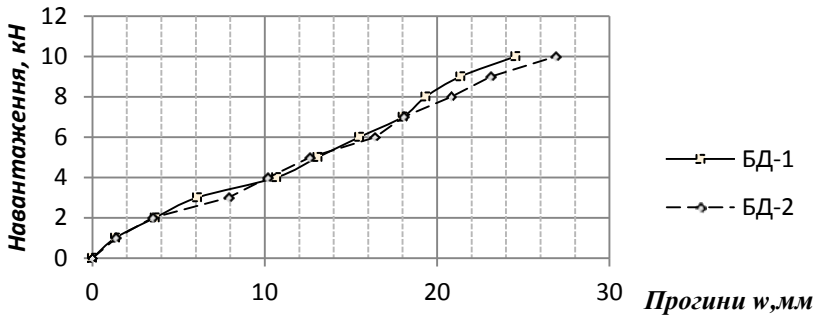


Рис.4. Графік деформування балок БД-1 та БД-2 при роботі на прямий згин

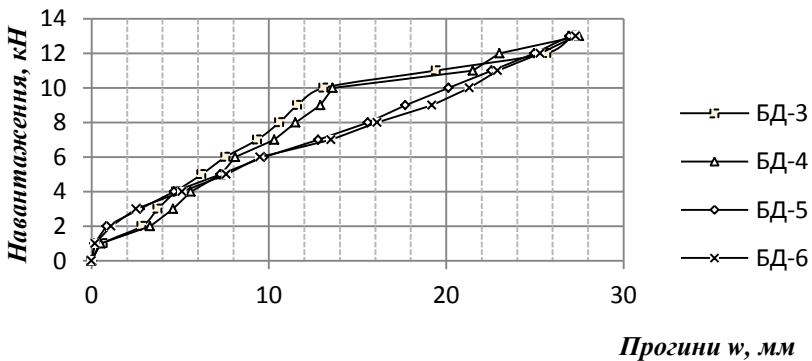


Рис.5. Графік деформування балок БД-3...БД-6 при роботі на косий згин

Прогини балок БД-3...БД-4, які працювали за косою згину, склались з прогинів в площині Y-Y та Z-Z. Після обробки даних будувались графіки залежності повних прогинів, які обчислювалися за формулою:

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} \quad (2)$$

де f_y – прогин в площині Y-Y, мм; f_z – прогин в площині Z-Z, мм.

Як видно з графіка для балок БД-3 та БД-4 при куті нахилу 10° гранично допустимий прогин наставав при навантаженні 7,71 та 7,19 кН відповідно. Для балок БД-5 та БД-6 при куті нахилу 25° гранично допустимий прогин наставав раніше при навантаженні 6,1 кН. Це можна пояснити більшим кутом нахилу балок.

Висновки. В результаті експериментальних досліджень були отримані нові дані щодо несучої здатності і деформативності за роботи деревини в умовах прямого та косоного згину. На основі цих досліджень можна зробити наступні висновки:

- середнє руйнівне навантаження для балок при роботі на прямий згин становило 12,25 кН, для балок при роботі на косий згин за кута нахилу 10° становило 21,95 кН, при роботі на косий згин за кута нахилу 25° становив 15,05 кН;
- встановлено характер руйнування дерев'яних балок суцільного перерізу, що знаходяться в умовах роботи за дії прямого та косоного згину під кутом нахилу 10° і 25° ;
- влаштування в'язей в місцях прикладання навантаження для косозігнутих балок збільшує їх несучу здатність;
- допустимий прогин балок, що працюють на прямий згин настає при навантаженні 4,0...4,05 кН, тоді як косозігнуті балки досягають граничного прогину при навантаженні 7,71 кН та 6,1 кН при кутах нахилу 10° та 25° відповідно.

1. Гомон С.С. Робота дерев'яних балок в умовах косоного згину /С.С. Гомон, А.П. Павлюк // Зб. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Вип. 31. Рівне, НУВГП, 2015. – С.422-428. 2. ДСТУ EN 380-2008 Лісоматеріали конструкційні. Загальні настанови щодо методів випробування на статичне навантаження. 2008.- 8с. 3. ДСТУ рг EN 384-2001. Лісоматеріали конструкційні. Визначення характеристикних значень механічних властивостей. 2001.- 15с. 4. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с. 5. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. -Київ: ДП Укрархбудінфо, 2011.- 102с.

**ВИЗНАЧЕННЯ МАКСИМАЛЬНОЇ ШВИДКОСТІ
ПОВІТРЯНОГО ПОТОКУ В ЗАБУДОВІ**

**DETERMINATION OF THE MAXIMUM AIRFLOW SPEED IN
GROUP OF BUILDING**

Пахолук О. А. кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового та цивільного будівництва (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Яцинський А. Л. аспірант кафедри промислового та цивільного будівництва (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Pakholiuk O.A Candidate of technical science, associate professor, (Lutsk national technical university)

Yaschynskyy A.L. Graduate student (Lutsk national technical university)

У статті визначаються точки максимальної швидкості вітру по всій висоті забудови. З допомогою програмного забезпечення визначаються положення точок в просторі. Побудовані графіки по вилучених даних допоможуть виявити місця потенційного дискомфорту для людей.

Determining wind profile for each configuration is an important aspect of the study for the construction of any building elevation. It was therefore decided to determine the point of maximum values of velocity wind flow for charts that clearly out lined the position of the maxima speeds in building. The aim of this study is to determine the points of maximum speeds and their location in space graph that will determine uncomfortable places are created fast air flow.

Ключові слова: повітря, швидкість, забудова, потік, моделювання

Keywords: air, speed, building, flow, simulation

Визначення вітрового профілю для кожної конфігурації є важливим аспектом дослідження для будівлі будь якої висотної відмітки будівлі. Проте, нормативні документи України регламентують детальне дослідження будівель на дію вітру лише

при їх великих висотах. Вітчизняні нормативи регламентують детальніше вивчення дії вітру лише для будівель заввишки 200 метрів і більше [1]. Крім того, нормативні документи регламентують побудову вітрового профілю лише в одній площині – повздовжній. Такий вітровий профіль не дає повного усвідомлення дії вітрового потоку.

Тому було прийняте рішення визначити точки максимальних значень швидкості вітрового потоку для побудови графіків які б чітко окреслювали положення максимумів швидкостей в забудові.

У попередніх дослідженнях [2] було визначено напрямки дії вітрового потоку на конфігурації забудови які мали повторюваність в межах досліджуваних міст України більше 15%.

Методом математичного моделювання у програмному комплексі Xflow було досліджено дію повітряного потоку на конфігурації забудов за визначеними напрямками.

Метою даного дослідження є визначення точок максимальних швидкостей та їх місцезнаходження в просторі відносно будівель, побудова графіків які дозволять визначити дискомфортні місця, що створюються швидким потоком повітря.

За даними Українського гідрометеорологічного центру середнє значення максимальної швидкості вітру для міста Києва становить 21м/с [3]. Ця швидкість була прийнята для проведення експерименту. Окрім швидкості було прийнята температура повітря - 15°C, густина повітря - 1,225 кг·м³, шорсткість поверхні землі дорівнювала нулю. Висота будівель була прийнята 30 м. Дослідження проводились у січних площинах на відмітках 0, 8, 15, 22, 29 та 36м від рівня ґрунту. Геометричні центри конфігурацій забудов та напрям обдування наведених в статті графіків зведені в таблицю 1.

Крім того, було встановлено, що на сьомій секундї моделювання потік набуває характеру повторюваності, що дає змогу зробити висновок про стабілізацію потоку. З огляду на це, вибірка даних проходила на сьомій секундї моделювання експерименту.

Таблиця 1

Геометричні центри конфігурацій забудов та напрям обдування

<p>№1</p>	<p>№2</p>	<p>№3</p>	<p>№4</p>	<p>№5</p>
<p>№6</p>	<p>№7</p>	<p>№8</p>	<p>№9</p>	<p>№10</p>

За допомогою математичного моделювання було отримано максимальні значення швидкості повітряного потоку у кожній з шести січних площин кожної конфігурації для всіх визначених попередньо напрямків з частотою повторюваності більше 15%. За результатами експерименту було побудовано положення точок з максимальними значеннями швидкості повітряного потоку в площині осі обдування і перпендикулярній до неї.

Наведемо приклади графіків вітрових профілів для кожної конфігурації з напрямком обдування, визначеним в табл. 1.

Конфігурація №1

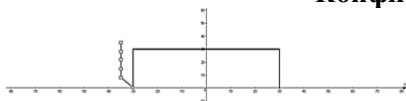


Рис.1 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

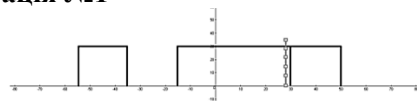


Рис.2 Вітровий профіль будівлі в фронтній площині

Таблиця 2

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 1

Висота, м.	X	Y	V_{max} , м/с
0	28	-30	23,53
8	28	-35	27,07
15	28	-35	27,1
22	28	-35	26,52
29	28	-35	24,89
36	28	-35	24,99

Конфігурація №2

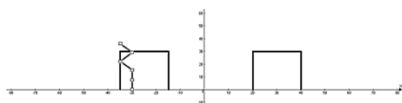


Рис.3 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

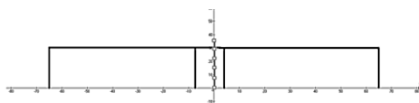


Рис.4 Вітровий профіль будівлі в фронтній площині

Таблиця 3

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 2

Висота, м.	X	Y	V_{max} , м/с
0	0	-30	18,64
8	0	-30	16,21
15	0	-30	18,64
22	0	-35	21,47
29	0	-30	26,02
36	0	-35	29,29

Конфігурація №3

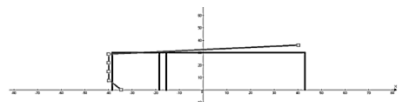


Рис.5 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

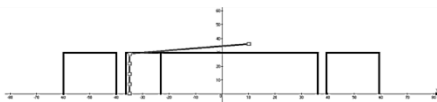


Рис.6 Вітровий профіль будівлі в фронтній площині

Таблиця 4

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 3

Висота, м.	X	Y	V_{max} , м/с
0	-35	-35	22,69
8	-35	-40	26,56
15	-35	-40	26,05
22	-35	-40	25,86
29	-35	-40	25,47
36	10	40	29,06

Конфігурація №4

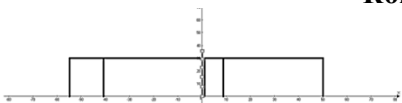


Рис.7 Вітровий профіль будівлі в боковій площині



Рис.8 Вітровий профіль будівлі в фронтній площині

Таблиця 5

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 4

Висота, м.	X	Y	V_{\max} , м/с
0	0	0	13,35
8	0	0	16,11
15	0	0	17,18
22	0	0	17,42
29	0	0	17,31
36	0	0	21,32

Конфігурація №5

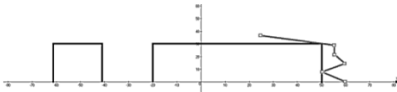


Рис.9 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

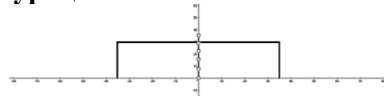


Рис.10 Вітровий профіль будівлі в фронтівій площині

Таблиця 6

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 5

Висота, м.	X	Y	V_{\max} , м/с
0	0	60	12,76
8	0	50	16,3
15	0	60	23,06
22	0	55	25,74
29	0	55	27,54
36	0	25	27,62

Конфігурація №6

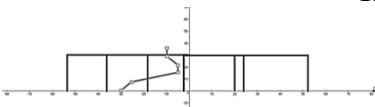


Рис.11 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

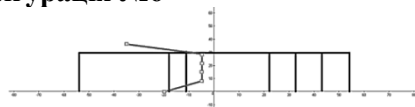


Рис.12 Вітровий профіль будівлі в фронтівій площині

Таблиця 7

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 6

Висота, м.	X	Y	V_{\max} , м/с
0	-20	-30	15,68
8	-5	-25	21,36
15	-5	-5	23,06
22	-5	-5	21,62
29	-5	-10	18,34
36	-35	-10	26,9

Конфігурація №7

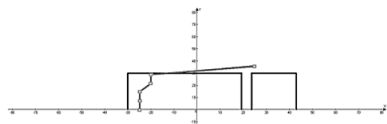


Рис.13 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

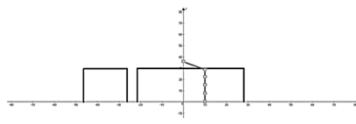


Рис.14 Вітровий профіль будівлі в фронтів площині

Таблиця 8

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 7

Висота, м.	X	Y	V_{max} , м/с
0	10	-25	21,47
8	10	-25	21,94
15	10	-25	21,82
22	10	-20	20,95
29	10	-20	21,51
36	0	25	26,99

Конфігурація №8

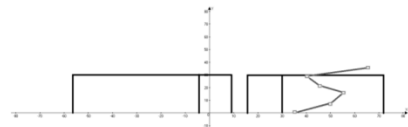


Рис.15 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

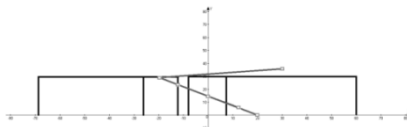


Рис.16 Вітровий профіль будівлі в фронтів площині

Таблиця 9

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 8

Висота, м.	X	Y	V_{max} , м/с
0	20	35	14,1
8	10	50	15,09
15	0	55	12,51
22	-10	45	11,77
29	-20	40	17,63
36	30	65	28,16

Конфігурація №9

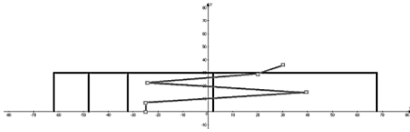


Рис.17 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

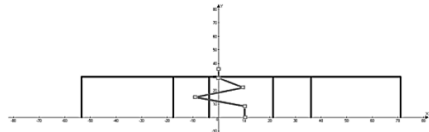


Рис.18 Вітровий профіль будівлі в фронтній площині

Таблиця 10

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 9

Висота, м.	X	Y	V_{\max} , м/с
0	10	-25	26,48
8	10	-25	28,89
15	-10	40	29,96
22	10	-25	27,83
29	0	20	28,51
36	0	30	32,32

Конфігурація №10

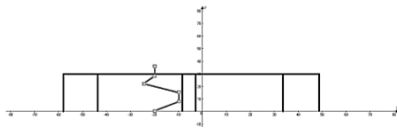


Рис.19 Вітровий профіль будівлі в боковій площині

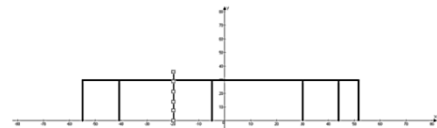


Рис.20 Вітровий профіль будівлі в фронтній площині

Таблиця 11

Значення координат та максимальної швидкості конфігурації № 10

Висота, м.	X	Y	V_{\max} , м/с
0	-20	-20	22
8	-20	-10	22,36
15	-20	-10	21,051
22	-20	-25	24,26
29	-20	-20	27,22
36	-20	-20	32,32

Виходячи з міркувань комфорту, для людини оптимальною швидкістю повітря вважається 2,5 м/с [4]. За результатами досліджу видно, що максимальна швидкість повітряного потоку в межах забудови у м. Києві при поривах вітру далека від комфортних значень.

Висновок:

За результатами експерименту було отримано характерні графіки, які відображають загальний характер явищ проходження повітряного потоку через забудову. З'ясовано, що показники максимальної швидкості потоку далекі від комфортних і утворюють криву, яка зміщена своїм центром в сторону дії повітряного потоку.

Окрім цього, побудовані графіки дають чітке уявлення про положення максимумів швидкостей, що, в свою чергу, створює більш зрозумілу картину поведінки потоку для кожної з обраних моделей забудови. Отримані результати дають чіткі координати проблемних точок в забудові, які необхідно усунути.

Результати досліджень допоможуть у підборі конструктивних рішень, які будуть нівелювати або зменшувати вплив повітряного потоку всередині забудови.

1. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»
2. Ящинський А.Л., Пахолюк О.А. Типізація міської забудови у контексті впливу вітрового потоку. - Рівне: Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. –Випуск 32,- 2016. -С. 381-386.
3. Швидкість вітру [Електронний ресурс] // . – 2016. – Режим доступу до ресурсу: http://meteo.gov.ua/ua/33345/climate/climate_stations/
4. Біокліматичні індекси [Електронний ресурс] // . – 2016. – Режим доступу до ресурсу: <http://meteo.gov.ua/ua/34505/zmi/articles/read/37>

**НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПЛИТ ТОРМОЗНОГО
УЧАСТКА ИСПЫТАТЕЛЬНОГО ПОЛИГОНА
РУПП «БЕЛОРУССКИЙ АВТОМОБИЛЬНЫЙ ЗАВОД»**

**BEARING CAPACITY OF PLATES BRAKE IN SECTION
PROVING GROUND RUPE «BelAZ»**

Семенюк С.Д., проф., д.т.н. (Белорусско-Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь), Кумашов Р.В., аспирант (Белорусско-Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь), Кетнер Э.А., магистрант (Белорусско-Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь), Семенюк Е.Я. магистрант (Белорусско-Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь)

Semeniuk S.D., prof., Ph.D. (Belarusian-Russian University, Mogilev, Belarus), Kumashov R.V., a post-graduate student (Belarusian-Russian University, Mogilev, Belarus), Ketner E.A., a master course student (Belarusian-Russian University, Mogilev, Belarus), Semeniuk E.Y. (Belarusian-Russian University, Mogilev, Belarus)

В статье приведены методика и результаты статического и конструктивного расчётов плиты на упругом основании тормозного участка испытательного полигона РУПП «Белорусский автомобильный завод», предназначенных для проведения испытаний большегрузных карьерных самосвалов грузоподъемностью 500 тонн.

The methodology and the results of the static calculations and structural slab on elastic foundation brake test area-foot landfill RUPP «BelAZ» in the article are given for testing of heavy dump trucks with carrying capacity of 500 tonnes intended.

Ключевые слова: статический расчёт, конструктивный расчёт, железобетон, покрытие, плиты, исследования, упругое основание, прочность, несущая способность.

Keywords: static calculation, structural calculation, reinforced concrete, cover, plate, research, elastic foundation, strength, load-bearing capacity.

Неравномерные деформации основания и несимметричность приложения нагрузки приводят к возникновению в сечениях плит изгибающих и крутящих моментов, что пагубно сказывается на эксплуатационных характеристиках данных плит.

В общем случае плиты работают на поперечный изгиб с кручением, в частности – на поперечный изгиб. Поэтому требуется учитывать влияние каждого из воздействий на несущую способность железобетонных плитных конструкций при их проектировании и изготовлении.

Характеристики плиты

Плиты предназначены для испытательного полигона РУПП «БелАЗ» при проведении испытаний самосвалов грузоподъемностью в 500 тонн.

Плиты изготовлены из бетона класса С25/30.

Армирование плит выполнено в виде сеток из стержней класса S400 диаметром 28 мм и 32 мм, связанных между собой при помощи П-образных хомутов с открылками из стержней класса S240 диаметром 10 мм (рис.1).

Конструкции плит разработаны двух типоразмеров: прямоугольных с размерами 20000х24200х450 мм, изготавливаемых на тормозном участке в количестве 3 шт. с температурно-усадочными швами между ними в 20..30 мм и шестиугольной плиты длиной 27400 мм. Расчёт производился для прямоугольных плит.

Плита запроектирована под нагрузку от карьерного самосвала при торможении с замедлением 4 м/сек^2 , которая на переднюю ось может достигать 764 тонны.

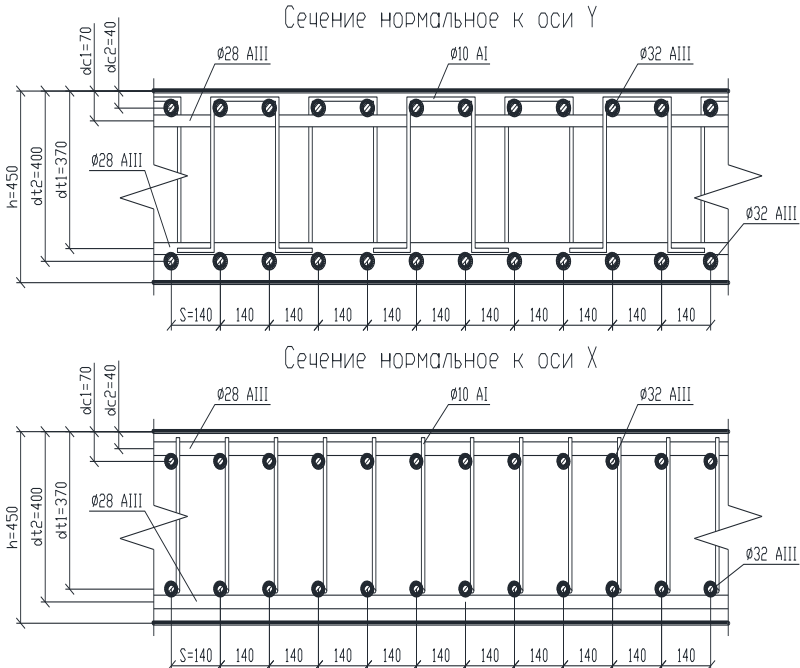


Рис. 1. Продольное и поперечное сечения плиты

Плита рассчитана как конструкция на упругом основании. Модуль деформации основания плит при расчёте принят $E_0=180$ МПа, коэффициент Пуассона основания $\nu_0=0.3$, начальный модуль упругости бетона естественного твердения $E_p=33.1$ ГПа. Нагрузка на полотно дороги в статике от одной оси самосвала 370 тонн, давление на поверхность дороги в статике 0.7 МПа. Коэффициент динамичности принят равным 2. Для плит рассматривалось 8 вариантов загрузки: центральные и краевые.

Статический расчёт плиты

Расчёт выполнялся способом Б.Н. Жемочкина и методом Ритца [2]. Плиты разбивалась на $m \times n = 48 \times 50$ прямоугольных участков Б.Н. Жемочкина. В середине каждого участка прикладывали единичную сосредоточенную силу. Для определения коэффициентов канонических уравнений способа Б.Н. Жемочкина задавались функцией прогибов прямоугольной плиты с

зашемленной в начале координат нормалью в виде особого решения и совокупности частных решений Клебша:

$$W(x, y) = W_0(x, y) + \sum_{n=1}^{\infty} A_n W_n(x, y)$$

$$W_0(x, y) = \frac{Pb^2}{16\pi D} \left\{ \left[\left(\frac{x-t}{b} - \frac{t}{b} \right)^2 + \left(\frac{y-z}{b} - \frac{z}{b} \right)^2 \right] \ln \left[\left(\frac{x-t}{b} - \frac{t}{b} \right)^2 + \left(\frac{y-z}{b} - \frac{z}{b} \right)^2 \right] + \right.$$

$$+ 2 \left(\frac{xt}{b^2} - \frac{yz}{b^2} \right) \times \left[1 + \ln \left(\frac{t^2}{b^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) \right] - \left(\frac{t^2}{b^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) \ln \left(\frac{t^2}{b^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) -$$

$$\left. - \left(\frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) \ln \left(\frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) \right\}$$

$$W_1(x, y) = \frac{x^2}{b^2} - \frac{y^2}{b^2}, \quad W_2(x, y) = \frac{2xy}{b^2},$$

$$W_3(x, y) = \frac{x}{b} \left(\frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right), \quad W_4(x, y) = \frac{y}{b} \left(\frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right), \dots,$$

где $W_0(x, y)$ – особое решение; $W_n(x, y)$ – частное решение Клебша, априори удовлетворяющее уравнениями равновесия плиты с зашемленной нормалью под действием сосредоточенной силы и кинематическим граничным условиям в зашемлении; t, z – координаты точки приложения сосредоточенной силы; A_n – неопределенные коэффициенты; b – некоторый линейный размер плиты.

Для определения неизвестных коэффициентов составляется СЛАУ 8-го порядка при учете двух групп частных решений Клебша. В результате решения данной СЛАУ определяли свободные члены S и неизвестные коэффициенты A, B . По заданной функции прогибов и с учетом коэффициентов A, B находили коэффициенты канонических уравнений способа Б.Н. Жемочкина δ :

$$\delta_{ik} = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi E_0 b} (F_{ik}^0 + F_{ik}^1) + \frac{Pb^2}{D} \left[A_{22} \left(\frac{x^2}{b^2} - \frac{y^2}{b^2} \right) + 2B_{22} \frac{xy}{b^2} + \dots \right]$$

где F_{ik}^0 – безразмерная функция для определения перемещений точки i на поверхности упругого полупространства от действия единичной силы, равномерно распределенной по прямоугольному участку k поверхности полупространства; F_{ik}^1 – корректирует F_{ik}^0 применительно к рассматриваемой модели упругого основания.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^n \left(\sum_{k=1}^n \delta_{ik} R_k + \varphi_{0x} y_i + \varphi_{0y} x_i + u_0 + \Delta_{ip} = 0 \right); \\ - \sum_{k=1}^n R_k y_k + M_{px} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k x_k + M_{py} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k + Q = 0, \end{array} \right.$$

где u_0 , φ_{0x} , φ_{0y} – линейное и угловые перемещения введенного защемления на плите; Q , M_{px} , M_{py} – равнодействующая внешних сил, действующих на плиту, и ее моменты относительно координатных осей; R_k – реактивные усилия.

В результате решения системы канонических уравнений способа Б.Н. Жемочкина получили реактивные усилия, по которым определили реактивное давление под плитой и осадки основания.

По известным осадкам основания находим внутренние усилия, возникающие в плите (изгибающие и крутящие моменты, поперечные силы). Результаты расчёта сведены в таблицу 1.

Таблиця 1

Сводная таблица результатов статического расчёта плит

Вид загрузка	M_x кНм/м	M_y кНм/м	M_{xy} кНм/м	Q_x кН/м	Q_y кН/м
1	Max 4706.19607	1981.63089	670.38009619	1259.39313	1305.67158
загрузка	Min -4462.60368	-2040.09172	-639.03318021	-2343.07406	-1452.21892
2	Max 6201.78687	2651.13652	850.41241664	1657.38455	1631.6061
загрузка	Min -5895.71936	-2819.31496	-846.98838487	-3089.55909	-1991.99698
3	Max 3350.50319	1527.07052	448.36903609	893.56662722	776.72713382
загрузка	Min -3242.09427	-1673.6766	-465.41603677	-1672.68956	-1170.06803
4	Max 183.68554541	173.68733127	10.80841493	55.23845441	88.84562851
загрузка	Min -72.40473242	-261.65339235	-7.67941037	-87.44068702	-163.21676062
5	Max 4658.47362	1914.43752	646.99182713	1244.89486	1379.2622
загрузка	Min -4437.19291	-1934.40643	-646.80632629	-2320.29385	-1382.25236
6	Max 6120.68022	2510.92582	845.54100139	1635.20989	1802.98792
загрузка	Min -5837.59547	-2541.01102	-846.26998141	-3049.03084	-1815.24446
7	Max 3318.27536	1357.01076	458.67081046	883.59598788	976.92609634
загрузка	Min -3211.9212	-1373.41072	-459.10193822	-1655.0917	-984.17726376
8	Max 158.57482069	66.66927386	4.16198182	50.25520523	77.84185261
загрузка	Min -44.54641749	-129.43389514	-8.42823452	-73.78053827	-48.06718653

Конструктивный расчёт плиты

В основу конструктивного расчёта положена упругопластическая модель [1].

Прочность нормальных сечений находится в зависимости от степени использования сопротивления сжатого бетона и растянутой арматуры. При работе железобетонных плит дорожного покрытия прямоугольного сечения, армированных сталью, имеющей физический предел текучести считается, что сопротивления бетона и арматуры использованы полностью.

Проверку прочности нормальных сечений производим из условия:

$$M \leq M_u = 0.5 f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left[(1 + \lambda) \cdot d - 0.33x \cdot (1 + \lambda + \lambda^2) \right] + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (d - c')$$

Высоту сжатой зоны «х» находят из квадратного уравнения:

$$A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 = 0$$

$$A_1 = 0.5 f_{cd} \cdot (1 - \lambda^2) \cdot b;$$

$$A_2 = \alpha_m \cdot A_{st} - (1 - \lambda) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot A_{sc};$$

$$A_3 = -\alpha_m \cdot A_{st} \cdot c$$

$$\alpha_m = \frac{E_s}{E_{cd}};$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot (d - x)}{(1 - \lambda) \cdot x};$$

$$\lambda = 0.93 - 0.014 f_{cd}$$

При действии на плиту дорожного покрытия крутящего и изгибающего моментов разрушение происходит по пространственному сечению, образованному спиральной трещиной и замыкающей её сжатой зоной, расположенной под углом α к горизонтальной оси элемента.

Положение сжатой зоны в пространстве определяются параметром C_1 – проекцией отрезка нейтральной оси на продольную ось элемента. По нормали к косому сечению действуют проекции внешних расчётных моментов $M_y \cdot \sin \alpha$ и

$$T_x \cdot \cos \alpha, \quad \text{где} \quad \sin \alpha = \frac{b}{b_T}; \quad \cos \alpha = \frac{C_1}{b_T}; \quad b_T = \sqrt{b^2 + C_1^2};$$

$$C_1 = (2h + b) \cdot \operatorname{ctg} \beta.$$

Из положения ограничения деформаций с учётом упругопластических характеристик бетона вычисляют граничную высоту сжатой зоны:

$$x_{\lim} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot d \cdot \sin \alpha}{d \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot (1 - \lambda)}$$

Так как арматурные стержни расположены не в одном уровне, то приведение их к сосредоточенному армированию даёт погрешность. Поэтому расчёт производим полагая, что $\sigma_{s1} \geq f_{yd}$; $\sigma_{s2} \leq f_{yd}$; $\sigma_{s3} \geq f_{yd}$, тогда получаем следующие зависимости при кручении с изгибом:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s1} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_1 - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha \\ \sigma_{s2} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_2 - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \cos \alpha \\ \sigma_{s3} = f_{yd} \cdot \cos \alpha \\ \sigma_{s4} = f_{yd} \cdot \sin \alpha \\ \sigma_{sw1} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_{sw1} - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha \\ \sigma_{sw2} = f_{ywd} \cdot \sin \alpha \end{array} \right.$$

Высоту сжатой зоны «х» определяют из уравнения проекций всех сил, действующих в рассматриваемом пространственном сечении на нормаль к плоскости сжатой зоны.

$$\begin{aligned}
 0.5 \cdot (1 + \lambda) \cdot f_{cd} \cdot b_T \cdot x &= f_{yd} \cdot A_{s3} \cdot \cos \alpha + f_{yd} \cdot A_{s4} \cdot \sin \alpha + \\
 &+ f_{ywd} \cdot A_{sw2} \cdot \sin \alpha + A_{s1} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_1 - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha + \\
 &+ A_{s2} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_2 - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \cos \alpha + A_{sw1} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_{sw1} - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha
 \end{aligned}$$

Плечо внутренней пары сил для каждого арматурного ряда определяют из выражения:

$$z_i = d_i - \frac{x \cdot (\lambda^2 + \lambda + 1)}{3 \cdot (\lambda + 1)}$$

Условие прочности в расчётном предельном состоянии выводится из соотношения внешних и внутренних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны. При этом, учитывая упругопластическую работу бетона, эпюру напряжения в сжатой зоне принимаем в виде прямоугольной трапеции. При симметричном армировании плиты:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \cdot z_{s1} \cdot \sin \alpha + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot z_{s2} \cdot \cos \alpha + \sigma_{s3} \cdot A_{s3} \cdot z_{s3} \cdot \cos \alpha - \\
 - \sigma_{s4} \cdot A_{s4} \cdot z_{s4} \cdot \sin \alpha + f_{ywd} \cdot A_{sw1} \cdot z_{sw1} \cdot \sin \alpha + \\
 + f_{ywd} \cdot A_{sw2} \cdot z_{sw2} \cdot \sin \alpha,
 \end{aligned}$$

$$\text{где } \sigma_{s1} = \sigma_{s4} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_i - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha;$$

$$\sigma_{s2} = \sigma_{s3} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_i - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \cos \alpha.$$

По вышеприведённой методике были выполнены расчёты прочности нормальных сечений и расчёты прочности пространственных сечений плит тормозного участка дороги испытательного полигона РУПП «БелАЗ». В результате расчёта было установлено, что несущая способность плиты по сечению, нормальному к оси Y составит 745.978 кНм/м; по сечению, нормальному к оси X – 537.860 кНм/м; при совместном действии изгибающего и крутящего моментов – 620.017 кНм/м.

Статический расчёт показывает, что в условиях эксплуатации плиты покрытия автодорог всегда будут подвержены сложному деформированию, так как нагрузки от колес автомобиля прикладываются вне оси симметрии плиты и дорожное основание под плиты неоднородно как по длине плиты, так и по ширине.

Анализируя результаты конструктивного расчёта железобетонных плит тормозного участка заключаем, что несущая способность большеразмерных плит по сечению, нормальному к оси X, является наименьшей. Следовательно, данный вид загрузки является наиболее неблагоприятным и поэтому его необходимо учитывать при проектировании большеразмерных железобетонных плит дорожного покрытия.

Также можно заключить, что элементы, подверженные изгибу с кручением, должны быть снабжены арматурой, воспринимающей усилия от действия изгибающего момента, поперечной силы и крутящего момента.

1. Семенюк С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании: монография/ С.Д. Семенюк. – Могилев: Беларус.-Рос. ун-т, 2003. – 269 с.

2. Босаков С.В. Статические расчеты плит на упругом основании/ С.В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 128 с.

3. Семенюк С.Д. Несущая способность железобетонных плит покрытия испытательного полигона РУПП «Белорусский автомобильный завод» / С.Д. Семенюк, Р.З. Шутов, Н.В. Белый. // Геотехника Беларуси: наука и практика. Сборник статей международной научно-технической конференции / Минск: БНТУ, 2008. – с. 218-237.

4. Семенюк С.Д. Расчет железобетонных балок прямоугольного сечения при совместном воздействии поперечных сил, крутящих и изгибающих моментов / С.Д. Семенюк, А.В. Зезюлин, Е.Я. Семенюк // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О.Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2015. – Вып. 7. – с. 40-45.

5. ВСН 46-83. Инструкция по проектированию дорожных одежд нежесткого типа. – Москва, 1985.

6. ТКП 45-3.03-244-2011 (02250). Автомобильные дороги. Дорожные одежды жесткого типа. Строительные нормы проектирования. – Минск, 2012. – 60с.

**ЗМІЦНЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ПЕРЕКРИТТЯ ЗА ДОПОМОГОЮ
БУДІВЕЛЬНОГО ВИГИНУ**

**STRENGTHENING ELEMENTS OF THE OVERLAP BY USING
BUILDING BEND**

Смоляр А.М., к.т.н., доц., (Черкаський державний технологічний університет, м. Черкаси), Мірошкіна І.В., к.т.н., доц., (Черкаський державний технологічний університет, м. Черкаси), Юрченко С.В., асистент, (Черкаський державний технологічний університет, м. Черкаси)

Smolyar A.M., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Cherkasy state technological university, Cherkasy), Miroshkina I.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Cherkasy state technological university, Cherkasy), Yurchenko S.V., assistant, (Cherkasy state technological university, Cherkasy)

В статті розглядається проблема зміцнення плити перекриття за рахунок надання їй геометрії похилої оболонки. Така зміна геометрії дозволяє зменшити товщину плити та площу арматури.

Strengthening of structural elements in construction and technology is an extremely important issue. Such a strengthening is possible through the use of more durable materials, surface treatment of structural elements to improve their strength, the introduction of compressive stresses in some areas of structural elements, for example, placing the pre-tense of rebar in reinforced concrete products. In the article the problem of strengthening slabs by giving it a sloping geometry shell. This change in geometry can reduce the thickness of the slabs and the area fittings.

Ключові слова: плити перекриття з будівельним вигином, напружено-деформований стан плит перекриття, програмний комплекс “Інтеграл”.

Keywords: plates of overlap with building bend, stress-strain state of ceiling plates, “Integral” software complex.

Зміцнення конструктивних елементів у будівництві та техніці є вкрай важливою проблемою. Таке зміцнення можливе за рахунок використання більш міцних матеріалів, обробки поверхонь конструктивних елементів задля підвищення їхньої міцності, введення стискуючих напружень в деяких областях конструктивних елементів, наприклад, розміщення попередньо-напруженої арматури в залізобетонних виробах [1], тощо.

Одним із важливих способів зміцнення елементів будівельних споруд є зміна їхньої геометрії задля потрібної зміни напружено-деформованого стану. Плоску геометрію плит перекриття, наприклад, замінюють на геометрію пологих оболонок. В будівництві така зміна геометрії називається наданням плиті будівельного вигину чи зворотного підйому, сама ж плита називається плитою нульового прогину чи плитою з будівельним вигином.

Ефект від будівельного вигину в балках, плитах перекриття полягає у збільшенні області стискуючих нормальних напружень та зменшенні області і величини додатних нормальних напружень.

Це пов'язано зі значною зміною напружено-деформованого стану плити при набутті нею будівельного вигину, тобто геометрії пологої оболонки.

Для залізобетонних будівельних конструкцій такий ефект дуже позитивний, так як бетон краще працює на стискування, аніж на розтяг, тобто підвищується ефективність використання самого бетону. Покращення роботи бетону дозволяє зменшувати товщину плити, а зменшення розтягуючих напружень – площу армування.

Будівельний вигин широко використовується у сучасному будівництві [2,3]. Ефективність його застосування залежить від технологій зведення плит, а також від досконалості математичної моделі напружено-деформованого стану.

Аналіз першоджерел [2,3] показав, що моделювання роботи плит з будівельним вигином виконується дуже схематично, на рівні формул опору матеріалів, тобто не відображається просторовий характер напружено-деформованого стану. Це означає, що не повністю враховуються властивості плит з будівельним вигином.

В даній роботі пропонується уточнений розрахунок плит з будівельним вигином. Для цього використовується теорія товстих пластин та оболонок [4]. В основі теорії лежить комбінований підхід до розв'язку задач теорії пружності. Спочатку математично

знижується вимірність просторової задачі теорії пружності, а потім редукована задача розв'язується чисельно. Для зниження вимірності рівнянь теорії пружності використовується узагальнений метод скінченних інтегральних перетворень В.К. Чибірякова [5], який є розвитком проєкційного методу І.Н. Векуа [6]. Редуковані рівняння розв'язуються методом дискретної ортогоналізації С.К. Годунова [7].

Перевагою комбінованого підходу до розв'язку задач просторової теорії пружності є незалежність алгоритмів теорії товстих пластин та оболонок від ступеня апроксимації та можливість автоматичного регулювання точності чисельного процесу.

Алгоритми теорії товстих пластин та оболонок реалізовані у вигляді програмного комплексу «Інтеграл», що розроблений у Черкаському державному технологічному університеті на кафедрі будівельних конструкцій. Він дає можливість розраховувати напружено-деформований стан широкого класу об'єктів у постановці просторової задачі теорії пружності неоднорідного тіла.

В якості тестової задачі розглянемо плиту довжиною $l=15$ м, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням $q=0,01$ МПа. Товщина плити $h=0,3$ м. Плита виготовлена з бетону марки $B=25$. По краях плита оперта на стіну. Порівняємо два випадки обпирання – у вигляді вільного краю (рис. 1а) та нерухомого у горизонтальному напрямку – затиснутого краю (рис. 1б). Така плита симетрична, тому будемо розраховувати її половину.

Поставлена задача для тонкої плити розв'язана за програмним комплексом «Інтеграл». Розрахункова схема плити приведена на рис.2. Параметри роботи програмного комплексу наступні: ступінь поліноміальної апроксимації $N=10$, кількість точок видачі результатів по довжині плити $K=21$, кількість шарів видачі результатів $S=11$, абсолютна точність інтегрування $ABSER=10^{-6}$, відносна точність інтегрування $RELER=10^{-3}$.

Результатом розрахунку плит є тензор напружень та вектор переміщень. Нормальне напруження σ_x візуалізоване у вигляді ізоліній на рис. 3а з вільним краєм, а на рис. 3б з затисненим. Аналіз компонент напружено-деформованого стану розрахованих плит засвідчує виконання гіпотез теорії тонких пластин. На ізолініях напруження σ_x (рис. 3) маємо нейтральну лінію, що поділяє симетрично товщину пластин.

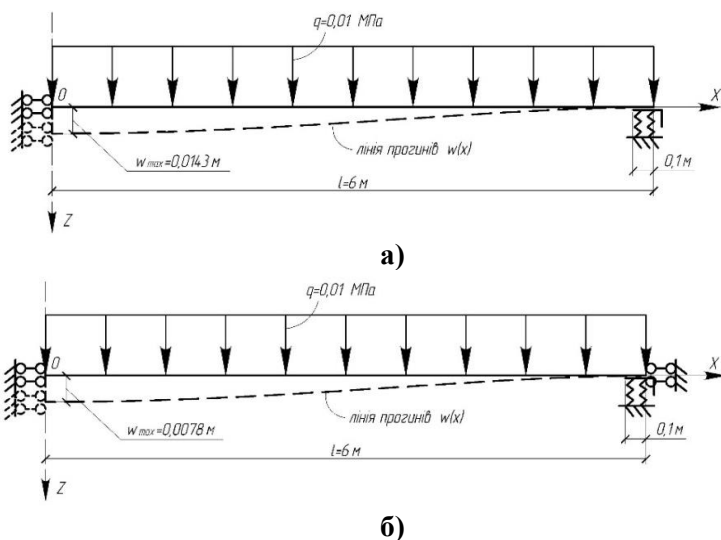


Рис. 1. Схема тонких плит:
а) – вільний край; б) – затиснений край

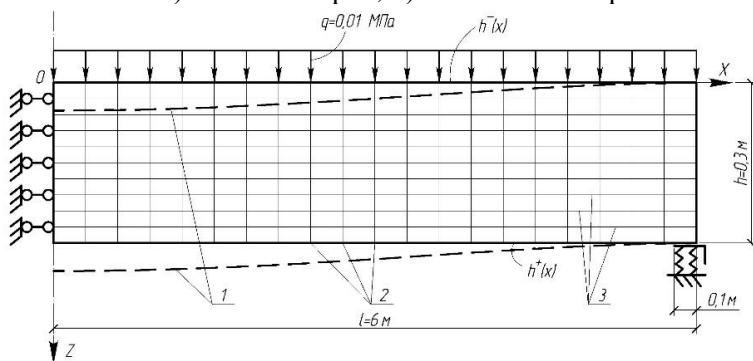


Рис. 2. Розрахункова схема тонких плит:
1 – геометрія деформованої по осі Z тонкої плити;
2 – точки видачі результатів; 3 – шари видачі результатів

Найбільший прогин виникає посередині плити, він дорівнює відповідно $w_{max}=0,0143\text{ м}$ та $w_{max}=0,0078\text{ м}$. Найбільше нормальне напруження σ_x маємо на бокових поверхнях в центрі плити, воно дорівнює відповідно $\sigma_x=\pm 5,73\text{ МПа}$ та $\sigma_{x+}=7,63\text{ МПа}$, $\sigma_x=-6,59\text{ МПа}$. Величина напруження σ_x визначає товщину плити, а σ_{x+} кількість арматури.

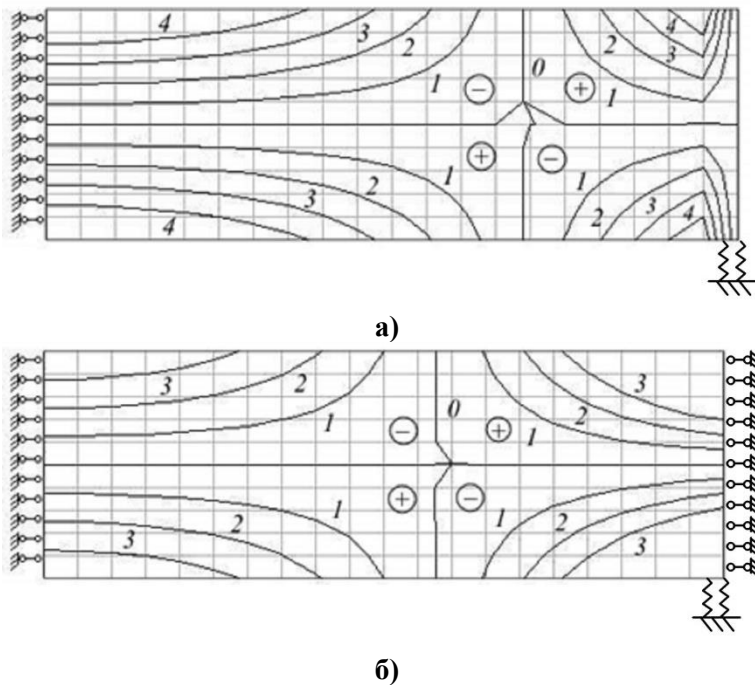


Рис. 3. Ізолінії нормального напруження σ_x для тонких плит, МПа: а) – з вільним краєм; б) – з затисненим краєм

Розглянемо плиту з будівельним вигином. Лінією будівельного вигину є перевернута лінія прогину тонкої плити, ординати якої збільшені приблизно в три рази [8].

Схема та розрахункова схема плит з будівельним вигином представлені на *рис. 4* та *рис. 5*.

Розрахунок плити з будівельним вигином, як і тонкої плити, виконаний за програмним комплексом «Інтеграл». Вхідні параметри роботи програмного комплексу такі ж, як і в попередній задачі.

Результатом розрахунку плит з будівельним вигином є тензор напружень та вектор переміщень. Нормальне напруження σ_x зображене у вигляді ізоліній на *рис. 6 а* з вільним краєм, а на *рис. 6 б* з затисненим. Аналіз компонент напружено-деформованого стану плит з будівельним вигином вказує на просторовий характер напружено-деформованого стану таких плит.

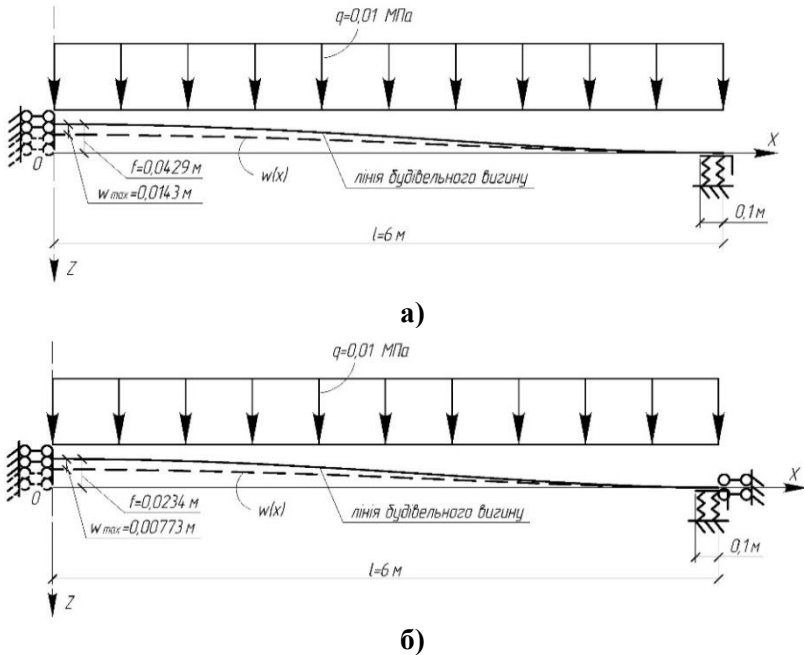


Рис. 4. Схема плит з будівельним вигином:
а) – вільний край; б) – затиснений край

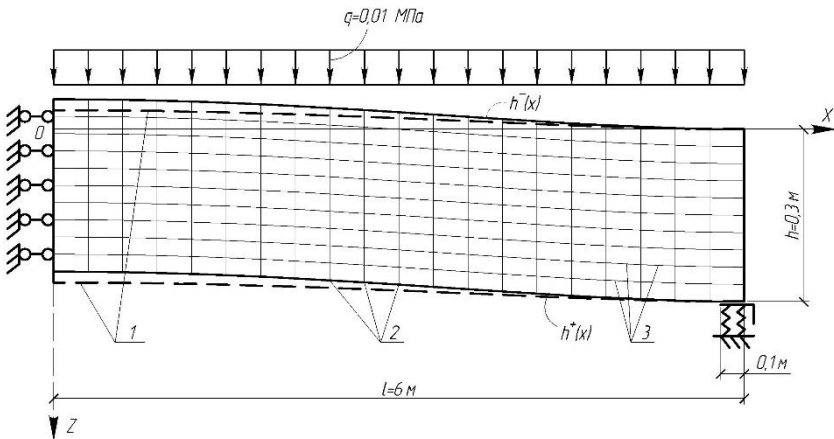


Рис. 5. Розрахункова схема плит з будівельним вигином:
1 – симетрично відображена геометрія деформованої по осі Z тонкої плити; 2 – точки видачі результатів; 3 – шари видачі результатів

Найбільший прогин в центральній частині плит відповідно $w_{max}=0,0143м$ та $w_{max}=0,00416м$ (рис. 4) менший за прогин тонкої плити на 30-35%. Найбільші значення нормального напруження дорівнюють відповідно $\sigma_{x+}=3,8МПа$, $\sigma_{x-}=-4,9МПа$ та $\sigma_{x+}=4,21МПа$, $\sigma_{x-}=-5,53МПа$. Розподіл нормальних напружень на рис. 3 а та рис. 6 а для плити з вільним краєм вказує на зменшення нормальних напружень σ_x на 5%, а додатних напружень на σ_{x+} на 34%. Для плити з затисненим краєм розподіл нормальних напружень σ_x на рис. 3 б та рис. 6 б показує збільшення області від'ємних напружень та зменшення σ_x на 16%, а також на зменшення області додатних напружень σ_{x+} та зменшення їхньої величини на 45%.

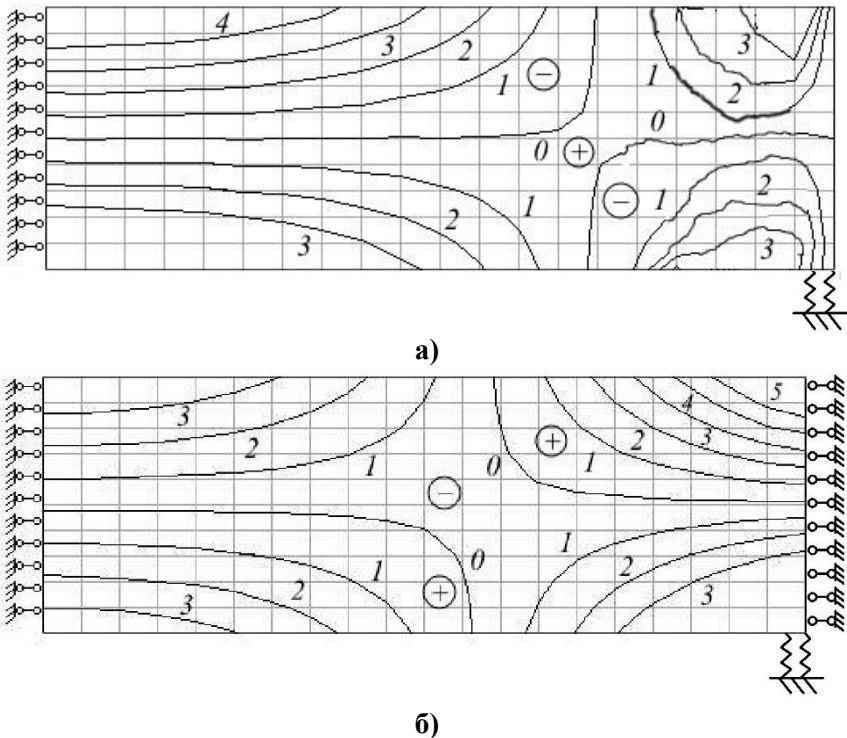


Рис. 6. Ізолінії нормального напруження σ_x для плити з будівельним вигином, МПа:
а) – з вільним краєм; б) – з затисненим краєм

Наведені результати розрахунків плит перекриття з будівельним вигином за програмним комплексом «Інтеграл» показують ефективність будівельного вигину та залежність напружено-деформованого стану плит від умов їхнього опирання.

1. Гольшев А.Б. и другие. Проектирование железобетонных конструкций. Киев Будвельник, 1985, 495 с.

2. Кихья Абдул Хамид. Исследование возможности уменьшения толщины железобетонных плит конструктивным способом // Бетон и железобетон в Украине. – 2009. – Вып. 48. – С. 18–24.

3. Анпилов С. М. Здания с эффективным монолитным безбалочным каркасом. Экспериментальные и теоретические исследования, методы расчета и возведения: Дис. ... д-ра техн. наук. – Самара: РГБ, 2006. – (Из фондов Российской Государственной Библиотеки).

4. Чибіряков В. К., Смоляр А. М. Теорія товстих пластин та оболонок: Монографія. – Черкаси: ЧДТУ, 2002. – 160 с.

5. Чибіряков В. К., Смоляр А. М., Мірошкіна І. В. Узагальнення методу скінченних інтегральних перетворень на розв'язання задачі теорії пружності для дискретно-неоднорідних сферичних оболонок. – Черкаси: Черкаський інж.-технол. ін-т, 1996. – 12 с.

6. Векуа И. Н. Теория тонких пологих оболочек переменной толщины. – Тбилиси: Мецниереба, 1965. – 104 с.

7. Годунов С. К. О численном решении краевых задач для систем линейных обыкновенных дифференциальных уравнений // Успехи математических наук. – 1961. – 16, Вып. 3. – С. 171–174.

8. Smolyar A.M., Miroshkina I.V., Yurchenko S.V. Stress-strain state of zero-deflection plates // Materials Science. – 2015. – Vol.51. – No. 2. – pp.276-280.

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ БЕТОННИХ ПРИЗМ З ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ

RESEARCH WORK CONCRETE PRISMS WITH HIGH- STRENGTH CONCRETE

Філіпчук С.В., к.т.н, доц. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне), Караван Б.В., (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне), Іванюк А.М., к.т.н., (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне), Чапюк О.С., к.т.н, доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), Гришкова А.В., асп. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Filipchuk S.V., candidate of technical sciences, associate (National university of water management and nature resources use, Rivne), Karavan B.V., (National university of water management and nature resources use, Rivne), Ivanyuk A.M., candidate of technical sciences, (National university of water management and nature resources use, Rivne), Chapiuk O.S., candidate of technical sciences, associate (Lutsk National Technical University, Lutsk), Grishkova A.V., asp. (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведена методика дослідження бетонних призм, що працюють на стиск та розтяг, з високоміцних бетонів класів С60 і вище з високою ранньою міцністю для підвищення динамічної міцності та тріщиностійкості бетонів у спорудах.

The method of concrete prisms research, that working in compression and stretching, with high-strength concrete grade C60 and higher, with high early strength, for increasing dynamic strength and crack resistance in concrete structures, are presented here. Testing of concrete prisms showed that at the age of 1 day concrete is gaining on average 0.65 design strength, when tested in compression, and 0.8 when tested in tension, which will allow to use these concretes for the construction of buildings with short deadlines. The results have significant value to strengthening the country's defense, national security and other areas of construction, including construction of earthquake-

resistant structures, airfields covering, bridges, tunnels and other buildings with the high threat of terrorist attacks.

Ключові слова: високоміцний бетон, бетонна призма, призмове міцність бетону.

Keywords: high-strength concrete, concrete prism, prism strength of concrete.

Вступ. Сучасні високоміцні бетони, що виготовляються з рухомих і литих сумішей з обмеженим водовмістом (High Performance Concrete, НРС), є одночасно і швидкоотверднучими. У віці двох діб вони, зазвичай, мають міцність 30...50 МПа, 28 діб - 60...150 МПа [1]. На даний час обґрунтований комплекс технологічних умов отримання бетонів типу НРС і актуальним є розширення області їх застосування. Вирішенню цієї задачі має сприяти подальше збільшення ранньої міцності бетону в тому числі і в віці 1 доби і менше. Бетони з однодобовою міцністю при стиску не менше 80...100 МПа можна умовно віднести до високоміцних надшвидкоотверднучих бетонів [2]. Такі бетони представляють особливий інтерес при зведенні спеціальних споруд, в тому числі і оборонного призначення.

В напрямку даної проблеми працювали ряд вітчизняних і закордонних вчених. Основні напрацювання щодо впливу технологічних факторів на динамічну міцність бетону були зроблені Ю.М.Баженовим, І.М.Грушко, А.А. Гвоздевим та іншими. Ці дослідження однак були виконані у 60-х...70-х роках ХХ ст., вони не враховують успіхи технології бетону, що відбулися за останні роки, зокрема, розробку нових високоміцних видів цементу, що забезпечують високу ранню та марочну міцність, ефективних супер- та гіперпластифікаторів, що дозволяють значно знизити водоцементне відношення та підвищити міцність.

Дослідження призм на стиск. Для досягнення поставленої мети й реалізації задач були виконані експериментальні дослідження роботи трьох серій кубів та призм із бетонів класів С60, С80 та С100 що дало змогу визначення міцнісні і деформативні характеристики бетонів. Об'єм та предмет дослідження зразків кожної серії наведено в табл. 1. Випробування зразків кожної серії проводили у віці бетону 1 доба та 28 діб.

Всього було виготовлено 36 бетонних кубів із розміром ребра 10 см, 18 призм розміром $15 \times 15 \times 60$ см та 18 призм розміром $10 \times 10 \times 40$ см. Механічні характеристики бетону (кубова і призмове міцності) при одноразовому короткочасному навантаженні визначались за стандартними методиками [3, 4].

Випробування призм на стиск виконували в гідравлічному пресі ПГ-250 (з ціною поділки 2,5 кН). Їх навантаження здійснювали ступенями, величина яких приймалася рівною 8...10% від очікуваного руйнівного зусилля. На кожному ступені навантаження робилися витримки протягом п'яти хвилин, для зняття відліків та стабілізації деформацій (рис.1).

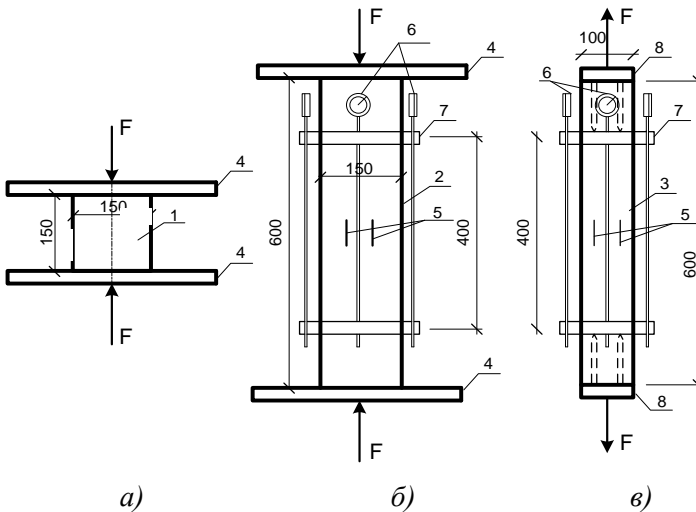


Рис. 1. Схеми випробування і розміри дослідних зразків:
 а) дослідний зразок – куба на стиск; б) дослідний зразок – призми на стиск; в) дослідний зразок – призми на розтяг; 1 – дослідний зразок – куба на стиск; 2 – дослідний зразок – призми на стиск; 3 – дослідний зразок – призми на розтяг; 4 – нижня та верхня траверса гідравлічної установки ПГ-250; 5 – тензорезистори; 6 – індикатори годинникового типу з ціною поділок 0,001 мм на базі 400 мм; 7 – кріплення індикаторів у вигляді сталевих рамок; 8 - спеціальні закладні анкерні пристрої, які дозволяли випробовувати призми на розтягання

Перед основними випробуваннями призм виконували їх центрування по фізичній осі. Для цього призми навантажувались

до напруження $\sigma_c = 1,7$ МПа, після чого визначались розбіжності в показниках чотирьох індикаторів. За наявності помітної розбіжності в показниках призми переміщувалися на нижній плиті преса в напрямку індикатора, який мав менші показники, і навантаження повторювалися до тих пір, поки різниця в показниках не перевищувала 10%. Центрування призм по фізичній осі досягалися за три – чотири попередніх навантаження (рис.1).

Під час випробування бетонних призм поздовжні деформації бетону на кожній ступені навантаження контролювали індикаторами годинникового типу 2 МИГ (з ціною поділки 0,002 мм), які були розташовані на чотирьох гранях призми і кріпились до тіла бетону за допомогою спеціальних утримувачів, які приклеювались до призми епоксидною смолою. База вимірювання індикатора складала 400 мм.

Таблиця 1

Об'єм експериментальних досліджень

№ серії	Вид зразків	Розмір зразків, см	К-сть зразків	Предмет досліджень
1	Куби	10×10×10	12	Кубова міцність бетону у віці 1 доба та 28 діб.
	Призми	15×15×60	6	Призмova міцність бетону на стиск, модуль пружнопластичності.
	Призми	10×10×40	6	Призмova міцність бетону на розтяг.
2	Куби	10×10×10	12	Кубова міцність бетону у віці 1 доба та 28 діб.
	Призми	15×15×60	6	Призмova міцність бетону на стиск, модуль пружнопластичності.
	Призми	10×10×40	6	Призмova міцність бетону на розтяг.
3	Куби	10×10×10	12	Кубова міцність бетону у віці 1 доба та 28 діб.
	Призми	15×15×60	6	Призмova міцність бетону на стиск, модуль пружнопластичності.
	Призми	10×10×40	6	Призмova міцність бетону на розтяг.

При випробуванні призм на стиск у віці 1 доба були отримані наступні результати: перша серія зразків (бетон класу С60) $f_{cd} = 28,05$ МПа; друга серія (бетон класу С80) $f_{cd} = 40,28$ МПа; третя серія (бетон класу С100) $f_{cd} = 69,37$ МПа.

Параметри діаграми деформування бетону при одноразовому короткочасному навантаженні до руйнування визначались таким чином: призмova міцність f_{cd} – на підставі визначеного середнього руйнівного навантаження за трьома призмами; E_{ck} , E_{cd} , ε_{cd} і λ_d – визначались, використовуючи формулу

$$E_{cd} = E_{ck}(1 - \lambda_d \eta), \quad (1)$$

яка отримувалась на основі статистичної обробки експериментальних даних. Значення E_{b0} визначали за формулою (1) при $\eta = 0$, E_{cd} – при $\eta = 1,0$, λ_d – як відношення $(E_{ck} - E_{cd}) / E_{ck}$, $\varepsilon_{cd} = f_{cd} / E_{cd}$. На підставі статичної обробки результатів випробування призм отримані параметри рівняння (1), які наведені в табл. 2. За знайденими параметрами та експериментальними даними побудовані залежності $\sigma_c - \varepsilon_c$ та $E_{cd} - \eta = \sigma_c / f_{cd}$ (рис. 2).

Таблиця 2

Параметри рівняння (1) для дослідного бетону

Серія	f_{cd} , МПа	E_{ck} , МПа	λ_d	E_{cd} , при $\eta = 0,3$, МПа	$\varepsilon_{cd} \times 10^{-5}$
1	28,05	47273	0,613	38570	153,3
2	40,28	53869	0,388	47591	122,2
3	46,11	63295	0,304	57512	104,7

Також було виконане випробування відповідних бетонних призм у віці 28 діб. В наслідок чого були отримані наступні результати: перша серія зразків (бетон класу С60) $f_{cd} = 47,1$ МПа; друга серія (бетон класу С80) $f_{cd} = 57,06$ МПа; третя серія (бетон класу С100) $f_{cd} = 71,03$ МПа.

Деформування призм у процесі одноразового короткочасного навантаження у віці 28 діб наведено в табл. 3.

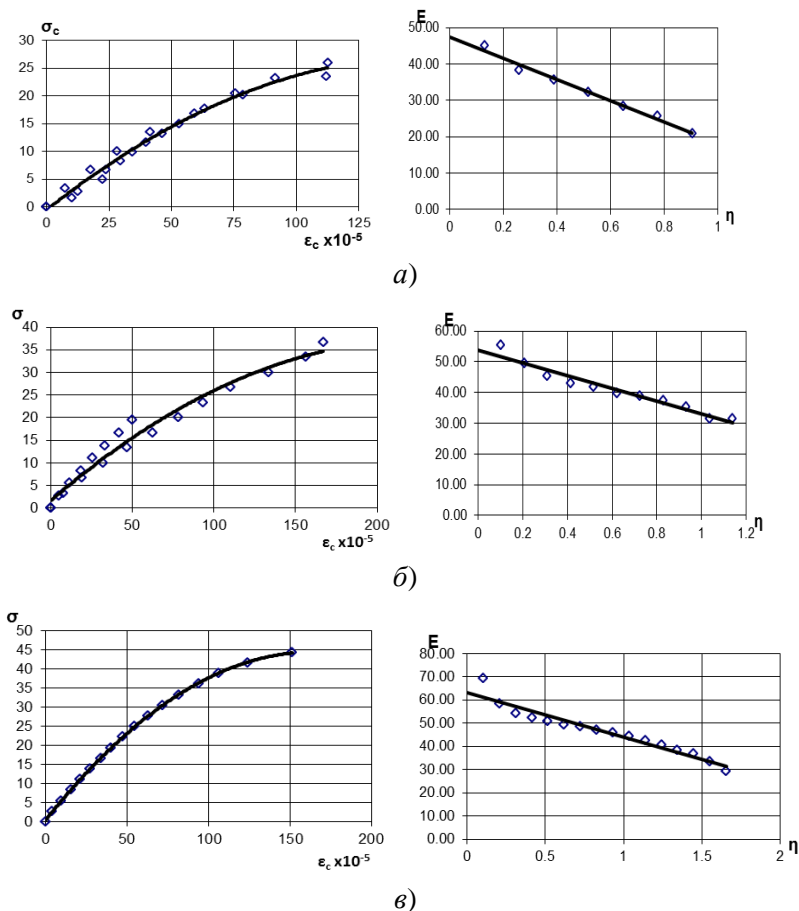


Рис. 2. Діаграми деформування та січний модуль деформацій бетону у віці 1 доба: *a* – перша серія (клас бетону С60), *б* – друга серія (клас бетону С80), *в* – третя серія (клас бетону С100).

Таким чином порівнюючи результати випробувань призм відповідних класів бетонів у віці 1 доба та 28 діб можна зазначити, що міцність бетону у віці 1 доба в порівнянні з міцністю у віці 28 діб відповідно склала: 0,6 для бетону класу С60; 0,7 для бетону класу С80 та 0,65 для бетону класу С100.

Таблиця 3

Деформації бетонних призм на стиск при випробуванні у віці 28 днів

Серія 1 (C60)		Серія 2 (C80)		Серія 3 (C100)	
σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	σ_c , МПа	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$
0	0	0	0	0	0
4.44	9.06	4.44	7.88	5.56	9.75
8.89	25.25	8.89	17.25	11.11	23.00
13.33	39.31	13.33	27.38	16.67	32.25
17.78	52.06	17.78	37.81	22.22	44.06
22.22	64.88	22.22	48.75	27.78	56.44
26.67	78.13	26.67	60.00	33.33	69.13
31.11	91.94	31.11	71.63	38.89	81.25
35.56	98.56	35.56	82.25	44.44	95.56
40.00	120.44	40.00	96.13	50.00	109.75
44.44	139.31	44.44	111.69	55.56	125.94
		48.89	121.63		
		53.33	151.50		
$f_{cd} = 47,1$ МПа		$f_{cd} = 57,06$ МПа		$f_{cd} = 71,03$ МПа	

Дослідження призм на розтяг. Визначення міцності на осьовий розтяг короточасним навантаженням до руйнування спеціально виготовлених контрольних зразків (див. табл. 1.) виконано згідно [3].

Міцність бетону спеціальних зразків-призм на розтяг для бетонів класів C60, C80 та C100 визначали на розривній машині УММ – 50 (рис. 3). Швидкість прикладення навантаження складала 0,04-0,05 МПа/сек. Конструкція з'єднання захвату зразків з випробувальною машиною - гнучка. Спосіб кріплення захвату до зразків виконували за допомогою анкерів, що закладалися в зразки при його виготовленні. До спеціальних закладних анкерних пристроїв у торцях призм приєднували тримачі, що дозволяли випробовувати їх на розтягання. Відхили розмірів та форми зразків від номінальних, не площинність їх опорних поверхонь, а також не перпендикулярність опорних і бічних поверхонь зразків не перевищували значень, встановлених [3]. Деформації бетону на розтяг вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу ІМІГ з базою 40 см та тензодатчиків з базою 5 см.



Рис. 3. Загальний вигляд випробування призм на розтяг

Середнє значення міцності контрольного бетону при одноразовому навантаженні у віці 1 доба за результатами трьох зразків - призм близнюків складо: перша серія зразків (бетон класу С60) $f_{ctk, prism} = 2,68$ МПа; друга серія (бетон класу С80) $f_{ctk, prism} = 3,0$ МПа; третя серія (бетон класу С100) $f_{ctk, prism} = 3,2$ МПа (табл. 4.).

Таблиця 4

Деформації бетонних призм на розтяг при випробуванні у віці 1 доба

Серія 1 (С60)		Серія 2 (С80)		Серія 3 (С100)	
σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c * 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c * 10^{-4}$	σ_{ct} , МПа	$\varepsilon_c * 10^{-4}$
0	0	0.0	0	0.0	0
0.30	0.1	0.25	0.25	0.25	0.09
0.86	0.225	0.50	0.27	0.50	0.14
0.90	0.275	1.00	0.38	1.00	0.29
1.20	0.325	1.25	0.42	1.25	0.36
1.30	0.4	1.75	0.64	1.50	0.42
1.80	0.475	2.00	0.71	1.75	0.50
2.10	0.575	2.25	0.79	2.00	0.57
2.40	0.65	2.50	0.87	2.25	0.63
		2.75	0.96	2.50	0.69
				2.75	0.78
$f_{ctk, prism} = 2,68$ МПа		$f_{ctk, prism} = 3,0$ МПа		$f_{ctk, prism} = 3,2$ МПа	

При випробуванні призм на розтяг у віці 28 діб зберігалась тенденція до збільшення призмової міцності аналогічно, як і для випробування призм на стиск. Міцність призм першої серії (бетон класу С60) збільшилася на 21% ($f_{ctk, prism} = 3,0$ МПа), другої (бетон класу С80) – 17% ($f_{ctk, prism} = 3,6$ МПа), а третьої (бетон класу С100) на 13% ($f_{ctk, prism} = 4,06$ МПа). Таким чином за 1 добу призми в середньому по трьом серіям набрали 0,8 від проектної міцності бетону.

Висновки.

1. Отримані експериментальні дані випробування високоміцних швидкотверднучих бетонних призм, що відповідають класам бетонів С60, С80, С100, які відсутні в нормативній літературі.

2. Випробування бетонних призм показало, що вже у віці 1 доба бетон в середньому набирає 0,65 проектної міцності при випробуванні призм на стиск та 0,8 при випробуванні призм на розтяг. Це дасть змогу використовувати ці бетони для зведення споруд зі стислими термінами будівництва.

3. Результати мають значну цінність для укріплення обороноздатності країни, національної безпеки та для інших галузей будівництва, зокрема, зведення сейсмостійких споруд, аеродромних покриттів, мостів, тунелів та інших об'єктів, що мають високу ймовірність щодо скоєння терористичних актів.

1. Дворкин Л. И., Дворкин О.Л. Основы бетоноведения. - М.: Стройбетон, 2006. - 689 с. 2. Баженов Ю. М., Демьянова В. С., Калашников В. И. Модифицированные высококачественные бетоны. - М.: Изд-во АСВ, 2006. - 368 с. 3. Бетоны. Методы определения призмочной прочности. ГОСТ 24452 - 80. 4. Бетоны: Методы определения призмочной прочности, модуля упругости. ГОСТ 10180-90. – Взамен ГОСТ 10180-78; Введ. 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 45 с. 5. ДБН В.2.6-98-2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. К.: Мінбуд України, 2009. – 71 с.

УДК 624.012.25

**ЗАЛЕЖНІСТЬ МІЦНОСТІ ЗЧЕПЛЕННЯ ПІНОБЕТОНУ З
КОМПОЗИТНОЮ СКОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ
ВІД ДОВЖИНИ АНКЕРУВАННЯ**

**GRIP STRENGTH DEPENDENCE FOAM CONCRETE
WITH COMPOSITE FIBERGLASS ANCHORING THE LENGTH
OF ARMATURE**

Чапук О.С., к.т.н, доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), Філіпчук С.В., к.т.н., доц. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне), Караван Б.В., (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне), Гришкова А.В., асп. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Chapiuk O.S., Ph.D., assoc. (Lutsk national technical university, Lutsk), Filipchuk S.V., Ph.D. (National university of water management and nature resources use, Rivne), Karavan B.V. (National university of water management and nature resources use, Rivne), Grishkova A.V., asp. (Lutsk national technical university, Lutsk)

Наведені результати експериментальних досліджень зчеплення композитної склопластикової арматури з пінобетоном. Проведено детальний аналіз зчеплення арматурного стержня з бетонною призмою залежно від довжини анкерування.

The experimental results of clutch of composite fiberglass reinforcement with foam concrete are presented here. During the test, after reaching the maximum strain in all test items, adhesion of foam concrete with composite reinforcement violated by pulling of the rod from experimental examples because of small protrusions on the reinforcement surface and their smoothness. The linear dependence of shear stresses of adhesion in extreme condition τ_{um} on the length of the anchoring lan. was determined. Unreasonableness of mix concrete with composite reinforcement, are proved, except the use additional anchors.

Ключові слова: композитна склопластиково арматура, пінобетон, призмовий метод, зчеплення, бетонна призма.

Keywords: fiberglass composite fittings, foam, prism method, couplings, concrete prism.

Постановка проблеми та задачі дослідження. На сьогодні в будівельній індустрії інтенсивно впроваджуються новітні технології, водночас відновлюється інтерес до призабутих, але не позбавлених потенціалу, напрацювань попередників. Однією з таких технологій, що отримала шанс на друге життя, є виробництво ніздрюватих бетонів загалом та пінобетону безавтоклавного тверднення зокрема. На шляху повноцінного застосування пінобетону у прольотних конструкціях, як і у випадку використання важкого бетону, постає проблема низької міцності на розтяг. Загалом, знижену міцність пінобетону можна компенсувати відповідним вкладанням у нього арматурних стержнів, як це вирішено у залізобетонних конструкціях з важкого бетону [1].

Сумісна робота бетону та арматури переважно забезпечується за рахунок їх зчеплення. В залізобетонних конструкціях з важкого бетону величина зчеплення загалом перевищує потребу в ньому, проте, для конструкцій, виконаних з безавтоклавного пінобетону, який поступається за міцністю важкому бетону, міцність зчеплення буде менша за необхідну, призводячи до небезпечного руйнування.

Проблема забезпечення надійної спільної роботи арматурних стержнів та пінобетону є ключовою під час проектування пінобетонних армованих конструкцій. Передача зусиль на арматуру відбувається завдяки її анкеруванню, яке здебільшого забезпечується зчепленням арматури та бетону. Явище зчеплення традиційно досліджують методами висмикування, вдавлювання чи випробування на згин.

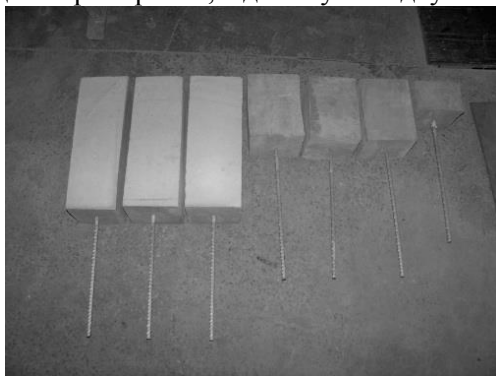
На даний час уже проведені деякі дослідження анкерування сталевих арматурних стержнів у пінобетоні. Однак, щодо композитної арматури, недостатньо інформації по експериментальним дослідженням зчеплення її з пінобетоном. Наведене вище підтверджує актуальність проведення досліджень анкерування композитної склопластикової арматури в пінобетоні безавтоклавного тверднення за рахунок зчеплення.

Матеріали для дослідних зразків. Композитні арматурні стержні обрані діаметром 10мм (Ø10АКС600), механічні характеристики яких визначали шляхом випробування на розтяг в розривній машині за стандартною методикою. Тимчасовий опір

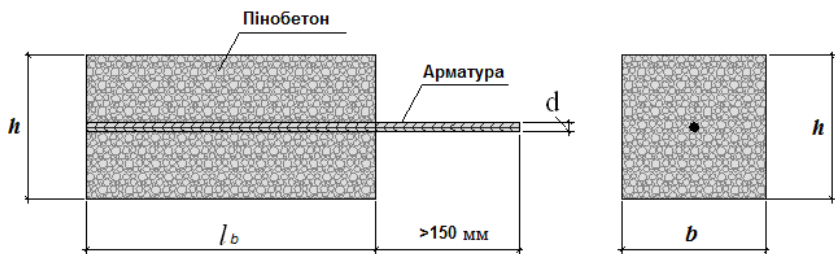
розриву стержнів склав $\sigma_{fu} = 764$ МПа, модуль пружності - $E_f = 0,5 \times 10^5$ МПа [2].

Для вирішення поставлених задач було виготовлено 9 призматичних зразків з безавтоклавного пінобетону, отриманого за класичною технологією. Проектна марка пінобетону – D800 (густина 800 кг/м^3). Склад суміші на 1 м^3 : цемент - 330 кг, пісок - 373 кг, піноутворювач - 1,2л вода - 198 л.

Конструкція дослідних зразків (бетонних призм). Для експериментальних досліджень зчеплення композитної арматури з пінобетonom виготовлялися зразки у вигляді бетонних призм квадратного перерізу зі стороною 15 см. Висота призм обиралась залежно від довжини анкерування стержнів, яка становила $10d$, $20d$ та $40d$ (d – діаметр стержнів, в даному випадку $d=10\text{мм}$) (рис. 1, а).



а



б

Рис. 1. Дослідні зразки – бетонні призми:
а - загальний вигляд бетонних призм; б - конструкція дослідних зразків

Арматурні стержні розташовувались в бетонних призмах таким чином, щоб їхні поздовжні осі співпадали. Виступаючі частини стержнів повинні були дозволяти з одного боку закріплюватись в захваті преса, а з другого (вільного) - вимірювати його переміщення відносно торця призми (рис. 1, б).

Методика випробування бетонних призм. Дослідження зчеплення композитної арматури з пінобетоном були виконані шляхом висмикування стержня з бетонної призми в розривній гідравлічній машині з використанням спеціального натяжного пристрою (рис. 2) [3].

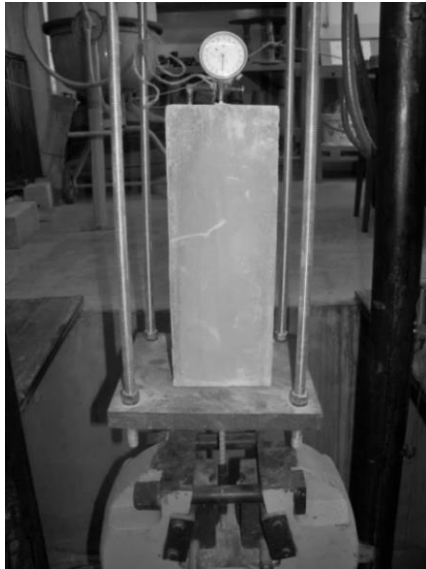


Рис. 2. Загальний вигляд випробування бетонних призм

Для того, щоб уникнути пошкодження поверхні арматури в захваті преса, на вільний кінець стержня було насаджено резинову трубку (рис. 3). Відстань від трубки до пінобетону було прийнято $40d$.

Навантаження прикладалось до стержня ступенями в $0,1$ кН. Під час навантажень вимірювали переміщення вільного кінця стержня відносно торця призми індикатором годинникового типу з ціною поділки $0,001$ мм.

Описана вище методика дослідження заснована на використанні розривної машини і є запозиченою з досліджень зчеплення важкого

бетону з арматурою. Враховуючи те, що пінобетон має значно меншу міцність ніж звичайний бетон, це призводить до прояву суттєвих недоліків описаної вище методики дослідження анкерування.



Рис. 3. Захист арматурного стержня від пошкодження в захваті преса

Результати досліджень. Дослідження анкерування за рахунок зчеплення полягали у вимірюванні двох величин, що характеризують напруження і деформації зони зчеплення, а саме: 1) навантаження, прикладене до стержня на всіх етапах експерименту; 2) зміщення ненавантаженого торця арматури відносно пінобетону непорушеної структури на кожній ступені завантаження [4].

Взаємні зміщення пінобетону та арматури на рівні $\delta_u = 0,2$ мм, що прийнято за критерій граничного стану зчеплення для важкого бетону згідно з Британським стандартом BS 4449:1997, для випадку використання пінобетону є величиною завищеною. При експериментальних дослідженнях руйнування зразків відбувалось на рівні $\delta_u = 0,1$ мм, тому це значення і приймаємо як критерій граничного стану зчеплення композитної арматури з пінобетоном при даних випробуваннях. Значенню δ_u відповідає напруження в арматурі f_{yd} .

В результаті експерименту спостерігалось, що при збільшенні навантаження після досягнення $\delta_u = 0,1$ мм зчеплення композитної арматури з пінобетоном порушувалось за рахунок висмикування стержня з тіла дослідного зразка.

Результати досліджень випробування бетонних призм засвідчили достатню однорідність бетону в зразках - близнюках. В трьох зразках 2П-10/10 (число перед буквою „П” (призма) означає

номер серії, друге число – довжина анкерування в см, третє – діаметр арматури в мм) значення $\delta_u = 0,1$ мм було досягнуто при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd} = 7,6; 9,0; 6,4$ МПа при середньому значенні $f_{ydm}=7,7$ МПа. В зразках 2П-20/10 значення $\delta_u = 0,1$ мм отримано при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd}=17,8; 21,6; 19,1$ МПа при середньому значенні $f_{ydm}=19,5$ МПа. Спостерігається однорідність і в зразках 2П-40/10, в яких значення $\delta_u = 0,1$ мм було досягнуто при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd} = 44,6; 50,9; 57,3$ МПа при середньому значенні $f_{ydm}=50,9$ МПа.

Отже, при збільшенні довжини анкерування збільшується напруження в стержнях, а також напруження, яке відповідає граничному стану зчеплення (рис. 3).

За результатами випробувань для кожної групи зразків обчислювалися середні значення максимальних дотичних напружень зчеплення τ_{um} , приймаючи їх постійними по довжині стержня, за формулою:

$$\tau_{um} = f_{ydm} A_s / (\pi d l_{an}), \quad (1)$$

де f_{ydm} – напруження в стержнях при $\delta_u = 0,1$ мм;

A_s, d – відповідно площа та діаметр стержнів;

l_{an} – довжина анкерування стержнів в бетоні.

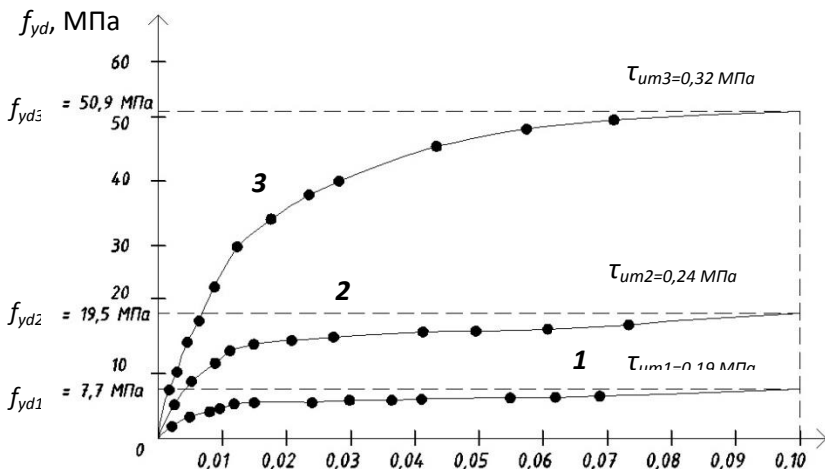


Рис. 3. Зміна проковзування δ стержнів залежно від напруження f_{yd} : 1 – призми 2П-10/10; 2 – 2П-20/10; 3 – 2П-40/10

Дотичні напруження зчеплення τ_{um} у зразках з довжиною анкерування 10, 20 і 40 см відповідно склали $\tau_{um} = 0,19; 0,24$ і $0,32$ МПа при напруженнях в стержнях відповідно $f_{ydm} = 7,7; 19,5$ і $50,9$ МПа. З цих даних видно, що дотичні напруження зчеплення в граничному стані τ_{um} залежать від довжини анкерування стержнів l_{an} та від класу бетону зразка, який випробовується.

При порівнянні значень дотичних напружень у дослідних зразках простежується закономірність, що зі збільшенням довжини анкерування дотичні напруження в зразках теж збільшуються.

Висновки.

1. Під час випробувань при досягненні максимального напруження в усіх дослідних зразках зчеплення пінобетону з композитною арматурою порушувалось за рахунок висмикування стержня з тіла дослідного зразка в зв'язку з малими виступами на поверхні арматури та їхньою плавністю.

2. Дотичні напруження зчеплення в граничному стані τ_{um} лінійно залежать від довжини анкерування l_{an} .

3. Оскільки міцність пінобетону є набагато меншою від важкого бетону, то недоцільно його поєднувати з композитною арматурою, окрім застосування додаткових анкерів.

1. Будівельні матеріали. Бетони ніздрюваті. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-45-2010. [Текст] – [Введ. з 01.11.2010.] — Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – (Національний стандарт України). **2.** Холмянский М.М. Методика экспериментального исследования сцепления арматуры с бетоном / М.М. Холмянский // Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций. – М., 1963. – С. 138-147. **3.** Верба В. Б. Контакт пінобетону з арматурою: вивчення явища, його моделювання та стадійність роботи в зоні зчеплення [Текст] / В. Б. Верба, Б. Г. Демчина // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. – № 627. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2008. – С. 22–27. **4.** Демчина Б. Г. Експериментальні дослідження зчеплення арматури з пінобетоном [Текст] / Б. Г. Демчина, В. Б. Верба, Х. Б. Демчина // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. – № 545. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2005. – С.41–45.

УДК 624.954

УРОКИ АВАРИЙ СТАЛЬНЫХ СИЛОСОВ И ИХ ФУНДАМЕНТОВ

LESSONS OF ACCIDENTS OF STEEL SILOS AND THEIR FOUNDATIONS

Бутенко Анатолий Анатольевич, ООО «ТРАНС СТРОЙ КОМПЛЕКС», г. Харьков, Кичаева О.В., к.т.н., доц. (Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.М. Бекетова)

Butenko Anatolii Anatolievich, LLC Trans Stroj Komplex, Kichaeva O.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv)

У статті розглянуті основні причини аварій сучасних силосів збільшених діаметрів і їх фундаментів. Вказано заходи для зниження ймовірності аварій з точки зору діючих норм. Також показана і обґрунтована необхідність наукового супроводу на всіх етапах життєвого циклу великих силосів.

Principal reasons of accidents of modern silos of large diameters and their foundations are considered in the article. Measures are indicated for the decline of probability of accidents in terms of operating norms. The necessity of scientific support is indicated and reasonable on all stages of life cycle of large silos.

Ключевые слова: стальные силосы; аварии; научное сопровождение; сложные инженерно-геологические условия

Keywords: steel silos; accidents; scientific support; difficult engineer-geological conditions

Вступлення. Развитие аграрного комплекса требует применения более эффективных систем хранения зерновых. С 2000-х гг. на рынок Украины и России вышли металлические силосы, технологии которых заимствованы из Америки и Европы. Данные сооружения составили конкуренцию и практически заменили железобетонные элеваторы благодаря своему основному

преимущество, заключающемся в возведении элеваторов большой емкости в сжатые сроки.

Сборная конструкция силоса, состоящая из гофрированных листов и ребер жесткости, требует пристального внимания в силу того, что она больше подвергается негативным воздействиям, нежели её предшественник – железобетонный силос. Количество аварий стальных силосов обусловлено недостатком опыта их проектирования, строительства и эксплуатации, т.е. недостаточной изученностью различных аспектов.

Анализ последних исследований. До широкого распространения в Украине и России стальных силосов согласно [1], имеет место следующая статистика причин аварий (на 2002 г.):

- 1) недоработка норм проектирования – **4%** (0...10%);
- 2) неудачное проектное решение – **25,1%** (11...35%);
- 3) низкое качество материалов – **6%** (0...14,7%);
- 4) дефекты изготовления и монтажа – **48,3%** (38,8...65%);
- 5) неправильная эксплуатация – **15,7%** (7...25%);
- 6) прочие причины и сочетания – **0,3%** (0...2%).

Как видно из статистики, большая часть аварий обусловлена низким качеством изготовления и монтажа конструкций. Здесь приведены данные на 2002 г., когда применялись силосы преимущественно индивидуального изготовления. На сегодняшний же день большая часть силосов полносборная – конструкции изготавливаются на специализированных заводах и поставляются на строительную площадку комплектно. Таким образом, статистические данные относящиеся к изготовлению силосов на данный момент изменились в сторону уменьшения. При этом отметим, что аварии все-таки происходят достаточно часто. В качестве примера можно привести аварии, связанные с недостаточной несущей способностью силосов при действии климатических (рис. 1) и эксплуатационных (рис. 2) нагрузок. Данный фактор говорит о том, что следует уделять больше внимания комплектно поставляемым конструкциям и выполнять элементарную проверку соответствия изделия действующим нормам, несмотря на гарантии производителя.

Целью исследования анализ сложившейся ситуации, имеющей место при проектировании и эксплуатации силосов и поиск решений, направленных на безопасную эксплуатацию указанных конструкций.



Рис. 1. Недостаточная несущая способность силосов при действии снеговых нагрузок



Рис. 2. Недостаточная несущая способность силосов при действии эксплуатационных нагрузок

Изложение основного материала. Для снижения вероятности аварии требуется контроль на всех соответствующих этапах:

- 1) проектирование;
- 2) контроль качества применяемых материалов;
- 3) изготовление и монтаж конструкций;
- 4) эксплуатация силосов.

Наиболее сложным для контроля является этап проектирования, который занимает второе место среди основных причин аварий. Сегодня большинство заказчиков не готово вкладывать необходимое финансирование в проектирование и инженерные изыскания. Так, согласно тендерной политике, направленной на удешевление, происходит выбор проектировщика, предлагающего наиболее экономичный вариант. А наиболее экономичным зачастую оказывается тот вариант, в котором себестоимость снижена за счет сокращения объема и глубины проработки проекта. Некоторые проектировщики склонны к повторному применению решений, имеющих место при выполнении аналогичных проектов без соответствующих расчетов, проверок и корректировок.

У заказчика зачастую нет квалифицированного персонала для адекватной оценки и принятия проектных решений. Даже в случае выполнения экспертизы проекта, в ней не всегда уделяется должное внимание именно таким сложным конструкциям, как силосы.

Ответственность за конструкцию стального силоса несет изготовитель. Проектировщик лишь согласует климатические нагрузки и практически не участвует в проектировании стальной конструкции силоса. Зачастую проектировщик даже не принимает участие в выборе производителя и, соответственно, не знаком с конструктивными особенностями силоса. Конструкция стального силоса теперь рассматривается не как инженерное сооружение, а как оборудование, которое необходимо установить на запроектированный фундамент.

Ответственность проектировщика состоит в проектировании фундаментов и правильной посадке силосов на местности, включая вертикальную планировку и водоотведение. Для этого необходимо правильно оценить инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки, принять адекватное ситуации конструктивное решение фундаментов, выполнить расчет в соответствии с действующими нагрузками и воздействиями, отобразив это в чертежах.

Нагрузки четко указаны в [2] и регламентированы. Проектировщик просто должен учесть все нагрузки в указанном объеме. Геологические условия принимаются согласно результатов инженерно-геологических изысканий. Проектировщик также должен учесть возможные негативные процессы, происходящие при

сложных инженерно-геологических и/или гидрологических условиях. Объем необходимой проработки и расчетов основания и фундаментов указан в [3]. Однако конструкция фундамента, тип и расчетная схема в указанных документах оговорена весьма условно, и основная роль в принятии решения принадлежит проектировщику.

Важно выбрать не только эффективную конструкцию фундамента, но принять правильную расчетную модель основания, которая будет учитывать все особенности работы фундамента. Таким образом, требуется учитывать особенности деформированной схемы фундамента на грунтовом основании с учетом всех результатов и рекомендаций инженерно-геологических изысканий. Особенности напряженно-деформированного состояния системы «силос – фундамент – основание» в сложных инженерно-геологических условиях были изложены в [4].

Особое внимание следует уделять осадке силосов, регламентированной документом [2]. При осадке и деформации фундамента силос, ввиду совместности работы с фундаментом, также получает соответствующие деформации. При значительных и сверхнормативных осадках фундаментов в элементах стальных силосов возникают непроектные усилия, влекущие за собой срез соединений, потерю устойчивости элементов и, как правило, разрушение. В некоторых случаях аварии удастся избежать, вовремя зафиксировав деформации и осадки фундаментов проведением геодезического мониторинга и незамедлительно проведя работы по укреплению основания или усилению фундаментов.

Отметим, что усиление фундаментов не всегда эффективно. В некоторых случаях приходится прибегать к усилению оснований, что экономически не всегда целесообразно. Учитывая величину сжимаемой толщи сжатой грунта под фундаментом крупного силоса, логично оценивать объем усиливаемого грунтового массива и сложность технологии производства работ.

Специфика работы фундаментов силосов – это многократные циклы нагружения и разгрузки за короткий период времени. В случае замачивания грунтов или просто высокого уровня грунтовых вод работа фундамента напоминает работу поршневого насоса.

Рассмотрим результаты изучения грунтов основания под реальными аварийными фундаментами силосов, получивших

сверхнормативные осадки. Экспертами была разработана схема испытаний грунтов основания, направленная на определение параметров их конечной сжимаемости и способности к восстановлению объема после снятия нагрузки, т.е. определения параметров предельного упругого состояния. После чего был выполнен комплекс лабораторных исследований характеристик грунтов оснований фундаментов на конкретной площадке. Также было выполнено моделирование поведения грунтов оснований под фундаментами с переменными многократными статическими нагрузками. Испытания проводились на приборах системы «Гидропроект» КПр1 в водонасыщенном состоянии образцов нагрузкой до 0,2 МПа и последующей разгрузкой до 0,05 МПа в четырех (рис. 3) и трех циклах.

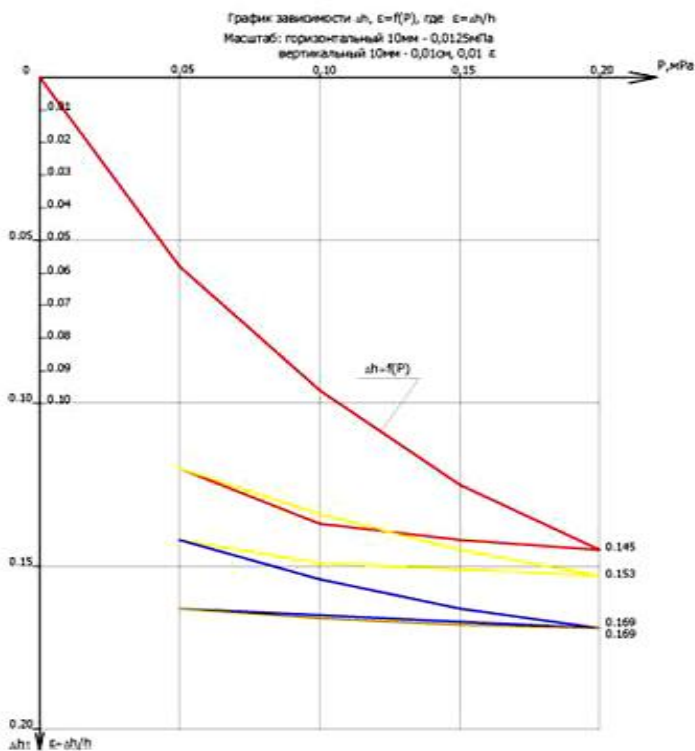


Рис. 3. График деформации флювиогляциального грунта при многократном нагружении

Результаты отображены на графиках зависимости абсолютных осадок от давления $\Delta h = f(p)$. Так, после трех- и четырехкратного цикла нагружения и разгрузки, водонасыщенные грунты потеряли упругие свойства и уже не восстановили свой не только первоначальный объем, но и не увеличились в объеме вовсе.

Такой вид испытаний не является стандартным, но должен проводиться для многих видов грунтов основания на стадии изысканий, а не после аварий объектов. Поскольку весь процесс проектирования зарегулирован нормативными документами, которые напрямую не предусматривают учет отсутствующих в нормативных документах научных подходов при построении цепи причинно-следственных связей. Полученная из научно-технической литературы информация, способствует анализу природно-техногенной обстановки и пониманию структурных изменений системы «основание – фундаменты» под влиянием многократных нагрузок.

Грунты основания в пределах сжатой толщи находятся в различном напряженно-деформируемом состоянии. Часть грунтов проходит стадию доуплотнения, что дает дополнительную осадку силовым. Часть грунтов, в которых давление превысило расчетное сопротивление, может переходить в текучее состояние грунта с нарушенной структурой.

В дальнейшем текучий грунт стремится занять свободный объем как в межпоровом пространстве грунтов другого номенклатурного ряда (например, частицы суглинков или супесей в пески), так и заполняет объем грунтов менее плотного сложения. Напряжение, создаваемое нагрузкой от силовых, в грунте перераспределяется таким образом, что локально создаются зоны переуплотненного, нормально уплотненного и недоуплотненного грунтов.

Такое явление носит все признаки разрушения грунта вследствие «выпора» – неконтролируемого перемещения масс грунта из-под фундаментов.

Подобных аварийных ситуаций можно избежать, если следовать требованиям действующих нормативных документов. Так, согласно [5], объекты, строящиеся в особо сложных инженерно-геологических условиях подлежат обязательному научному сопровождению.

Предусмотрено выполнение мониторинга объектов строительства, обследование для своевременного выявления возможных дефектов, выполнение соответствующих расчетов и моделирования возможного развития ситуации (прогнозное моделирование) и т.д.

Выводы. Таким образом, законодательно нормативной базой предусмотрено научное сопровождение на всех этапах жизненного цикла объектов повышенной сложности, к которым особенно относятся стальные крупные силосы.

1. Казакевич М.И., Банников Д.О. Основные причины аварий жестких стальных бункеров и низких силосов [Текст] // *Металеві конструкції*. – 2002. – №1. – 109 с.

2. ДБН В.2.2-8-98 Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна. – К.: Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины, 1998. – 40 с.

3. ДБН В.2.1-10-2009 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения проектирования. – К.: Минрегионстрой Украины, 2009. – 104 с.

4. Бутенко А.А., Кичаева О.В. Управление напряженно-деформированным состоянием фундаментов крупных силосов [Текст] // *Наука та будівництво*. – 2016. – №4 - 6 с. [принято в печать].

5. ДБН В.1.2-5:2007. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Научно-техническое сопровождение строительных объектов. – К.: Министерство регионального развития и строительства Украины, 2007. – 16 с.

УДК 711.4:728

**АРХИТЕКТУРНО-ПРОСТОРОВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МІСЦЬ
ПІДВИЩЕНОЇ КРИМІНОЛОГІЧНОЇ НЕБЕЗПЕКИ
у м. ЛЬВОВІ**

**ARCHITECTURAL AND SPATIAL CHARACTERISTICS OF
THE AREAS WITH HIGH RISK CRIMINOLOGY**

**Главацький О. З., аспірант (кафедра Архітектурного
проекування, НУ «Львівська політехніка»)**

**Olexander Hlavatskyi, PhD student (Architectural design department,
Lviv Polytechnic National University)**

У даній статті автором проаналізовано закордонний досвід щодо виявлення характеристик міського середовища, які негативно впливають на кримінологічну безпеку. Виділено окремі території м. Львова з високою концентрацією злочинів. Складено критерії їх оцінки відповідно до структури міського середовища. Досліджено існуючі просторові конфлікти і архітектурно-планувальні характеристики даних територій. Визначено архітектурно-просторові аспекти, що негативно впливають на криміногенність середовища.

The question of the connection between criminality and architectural and spatial organization of the city Lviv receives little attention. Therefore the relevance of the study is to determine the connection between architectural and spatial organization and the criminology of selected areas with a high concentration of crime in the city. The author has analyzed the foreign experience of identification of the urban environment characteristics, which affect the criminological safety negatively. It is created the criteria of their evaluation according to the structure of the urban environment. The existing spatial conflicts as well as the architectural and planning characteristics of these areas are researched. The architectural and spatial aspects that negatively affect the crime in the urban environment are also defined.

Ключові слова: кримінологічна безпека, середовище, архітектура, планування, території.

Keywords: criminological security, environment, architecture, planning, territory.

Феномену вуличної злочинності у розвинених закордонних країнах приділяється значна увага спеціалізованими державними інституціями та багатьма ученими з різних галузей науки. Особливу увагу займають питання виникнення та розподілу злочинів на території міста, виявлення причин та умов, які цьому сприяють. Як показало попереднє дослідження автора, розподіл злочинів у м. Львові не є однорідним, вони концентруються на окремих територіях за трьома ознаками: точково, лінійно, групами. Даний феномен притаманний для усіх видів забудови (окрім садибної) у периферійній, серединній та центральній зонах міста [1].

Окремі території м. Львова мають високу концентрацію злочинів, проте виявлення їх зв'язку з архітектурно-просторовою організацією окремих частин міста науковцями і спеціалістами архітектури не проводилися. Слід наголосити, що дане питання є важливим для грамотної реконструкції існуючих територій чи новому будівництві з метою недопущення помилок, які можуть негативно впливати на рівень злочинності, а відтак і якість життя міських мешканців. Тому актуальність дослідження полягає у визначенні архітектурно-просторових характеристик місць підвищеної кримінологічної небезпеки м. Львова.

Методика виявлення і вирішення проблем територій підвищеної кримінологічної небезпеки засобами середовищного дизайну розкрита у методичних моделях – «SARA model» і CECAD, що описані у роботах Б. Хілла (B. Hill), Р. Пайніча (R. Paynich), Р. Сантоса (R. Santos), Д. Захм (D. Zahm) та ін. Загальні положення щодо архітектурно-просторової організації кримінологічно безпечного середовища описані у роботах Я. Колкухоун (J. Colquhoun), С. Геасон (S. Geason) і П. Вілсон (P. Wilson), Р. Атлас (R. Atlas), Т. Кроу (T. Crowe). Контрольні питання та критерії оцінки безпечності фрагментів міської території, що ґрунтуються на даних положеннях складенні науковцями Р. Атлас (R. Atlas), Г. Савілле (G. Saville), В. Віджаякумар (V. Vijaykumar), Т. Кроу (T. Crowe).

Технічний стан, реконструкція та підсилення будівель та споруд

Метою статті є визначення архітектурно-просторових характеристик місць підвищеної кримінологічної небезпеки м. Львова. Досягнення мети потребує вирішення наступних задач:

- проаналізувати закордонний досвід та методики проведення досліджень зв'язку між архітектурно-просторовою організацією і злочинністю міського середовища;
- на основі емпіричних даних виявити основні проблеми місць підвищеної кримінологічної небезпеки у м. Львові;
- виявити архітектурно-просторові фактори, що негативно впливають на криміногенність.

Використані методи включали вивчення закордонних джерел щодо проведення дослідження по даній тематиці, натурні обстеження, фотофіксація та опитування жителів. У подальшому на основі графо-аналітичного методу, синтезу емпіричної інформації було виявлено основні фактори криміногенності середовища.

Дослідження архітектурно-просторових характеристик окремих місць підвищеної кримінологічної небезпеки у міському просторі складається з низки етапів. На основі аналізу закордонних джерел можна виділити дві методичні моделі вирішення проблеми високого рівня злочинності у міському просторі, що мають відношення до даної теми.

Перша – «SARA model», що розроблена консорціумом охорони громадського порядку, міжнародної асоціації начальників поліції (абривіатура з англ. IACP), Національною асоціацією шерифів, Виконавчим поліцейсько-науковим форумом (Police Executive Research Forum). Її основні положення наступні: сканування (визначення місць з низьким рівнем безпеки); аналіз (визначення причин підвищеної злочинності); пропозиції (розробка і впровадження стратегій для вирішення проблем злочинності); оцінка (оцінка ефективності заходів) [6]. Для даного дослідження важливими були тільки 2 етапи: сканування і аналіз.

Друга методика – CECAD, що представляє циклічну методику із визначення і боротьби зі злочинністю, має такі етапи: збір даних, оцінювання, опрацювання, аналіз, поширення і обмін результатами (collection, evaluation, collation, analysis, dissemination, акронім з англ. – CECAD) [3]. Схематично це зображено на рис. 1.

Дані методи ґрунтуються на первинних (Primary Data) і вторинних (Secondary Data) емпіричних даних. До вторинних відносяться ті, що були зібрані попередньо, тобто інформація з

електронних баз щодо скоєння окремих злочинів у міському просторі. Використання вторинних даних є типовим для процесу аналізу злочинності, оскільки вони постійно збираються і зберігаються департаментом поліції. Проте вони не завжди є достатніми. Для вичерпного аналізу злочинності дослідники використовують первинні емпіричні дані, зокрема: соціологічні опитування (інтерв'ювання, анкетування), натурні обстеження тощо. Інформація може бути систематизована в таблиці чи у формі звіту. Закордонні науковці наголошують на тому, що точність і відповідність даних залежить від уважного і комплексного підходу до їх збору [4].



Рис. 1. Цикл процесу аналізу злочинності
(за Ratcliffe, J. (2002р.))

Вторинні дані були отримані від Управління організаційно-аналітичного забезпечення та оперативного реагування головного управління поліції у Львівській області. У попередньому дослідженні автором була складена карта розподілу деяких злочинів (нанесення фізичних ушкоджень, викрадення автомобілів, хуліганство, розбій) по м. Львову [1]. На основі графоаналітичного аналізу було виділено 35 місць підвищеної небезпеки з найбільшою концентрацією злочинів. Всі вони були ретельно дослідженні, а 15 з них детально проаналізовані. Вони включають території історичної забудови і території типової забудови II половини XX ст.

Якісний аналіз причин і проблем місць підвищеного рівня злочинності неможливий без виділення критеріїв оцінки архітектурно-просторових характеристик, визначення негативних

факторів криміногенних територій. Закордонні вчені пропонують дослідити відповідність просторових характеристик щодо бажаної поведінки людей за CPTED (запобігання злочинності через середовищний дизайн, від англ. crime prevention through environmental design). На сьогоднішній день це найбільш комплексна і популярна теорія, що в основному ґрунтується на архітектурно-планувальних засобах і методах створення кримінологічно безпечного середовища [2].

Основними завданнями CPTED є: забезпечити пропоноване використання території належно організованими просторами; створити умови для ефективного використання функціональних зон та їх контролю збоку мешканців; створювати неоднорідні та компактні міські простори, що позитивно впливають на відчуття приналежності до них збоку мешканців міста та здійснення ними соціального контролю. Тому деякі просторові аспекти, зокрема: різноманітність, доступність, безпечність, співмасштабність повинні бути враховані на стадії проектування чи реконструкції; забезпечити присутність та активне використання громадських і напівгромадських просторів збоку звичайних відвідувачів, перехожих, мешканців, які є важливим фактором протидії вандалізму, насильницьким злочинам, грабежам та іншим девіантним і кримінальним явищам; забезпечити соціальний контроль і оглядовість над міськими територіями, уникати ізольованих місць, тощо.

CPTED є теоретичною базою для існуючих рекомендацій щодо оцінки криміногенності міського середовища. Вартою уваги є наукова робота В. Віджаякумар [5]. З метою дослідження питання запобігання злочинності серед молоді нею було складено власну систему оцінювання криміногенності міського середовища. Вона ґрунтується на так званих «морфологічних рівнях», що є складовими компонентами простору і фізичного середовища міської забудови. Науковцем на основі аналізу головних концепцій запобігання злочинності було сформовано концептуальний каркас – аналітичні питання відповідно до даних «морфологічних рівнів». Він включає: рельєф місцевості – топографічні особливості, нерівності ландшафту; мережа громадських просторів – парки і озелененні території, віддаленість від міського центру, використання території (змішане, публічне чи приватне), доступність до оточуючих районів, розташування громадських

просторів (школи, парки, місця підвищеної активності жителів, тощо), оглядовість, концентрація і компактність забудови; ділянки – розмір, визначення типу використання території, зв'язок між ділянкою і вулицею, щільність забудови; будинки – планувальні особливості, поверховість, різноманітність вікової структури, оточуюче озеленення, входи/виходи, стоянки автомобілів; «компоненти» – фронтальні і внутрішні прибудинкові території; сходи і ліфти, фізичні бар'єри (огороження); «інтерфейс» – зв'язок зовнішнього (двір, вулиця) і внутрішнього (приміщення будинку) просторів; управління та утримання території.

На основі закордонного досвіду щодо виявлення і аналізу архітектурно-просторової організації фрагментів міських територій, було сформовано критерії оцінки вищевказаних місць. Дані критерії були розділені на групи відповідно до складеної автором структурної моделі фрагментів міського середовища (рис. 2), що включає: загальну планувальну організацію середовища; транспортно/пішохідну мережу; благоустрій і озеленення; будівлі і споруди; об'єкти обслуговування і громадські об'єкти.

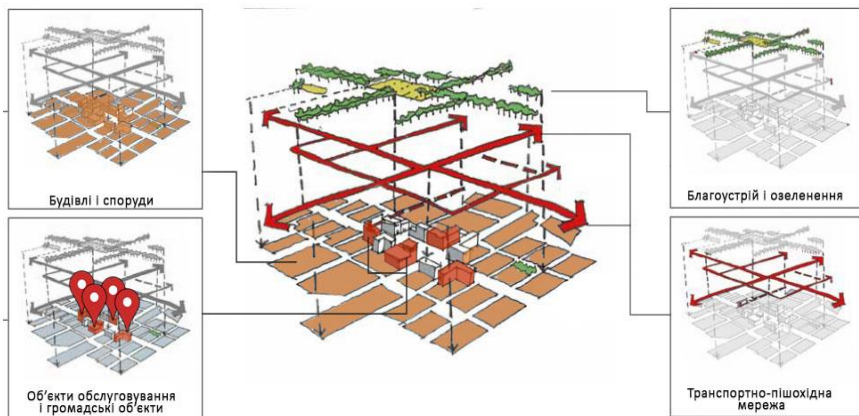


Рис. 2. Модель архітектурно-просторової структури фрагменту міської території

Виявлені архітектурно-просторові характеристики для обох типів забудови розділені на 2 класи: архітектурно-планувальний і адміністративно-архітектурний. Характеристики, що входять у перший залежать в основному від якості архітектурного проекту,

існуючих умов та обмежень для певної території. Ті, що у другому переважно є наслідком управлінських дій та роботи з утримання території.

Характеристиками досліджуваних територій історичної забудови, що належать до архітектурно-планувального класу є: надвисока щільність забудови; невідповідність функціональної організації основним потребам мешканців; негативний вплив геометричних характеристик простору на якість життя і соціальний контроль; відсутність відпочинкової, спортивно-ігрової зон; відсутність місць для стоянок автомобілів, що в окремих випадках здійснюється у дворі і на тротуарах; погана доступність до об'єктів відпочинку і спорту; планувальні особливості будівель і споруд, що створюють потенційні місця для засідки.

Характеристиками адміністративно-архітектурного профілю є: відсутність брам чи замків на входах у житлові двори, проходи і двори часто погано освітлені, відсутність умов для контролю у будинкових проїздах, існування громадських об'єктів у внутрішньоквартальній території, поганий стан і вигляд оздоблювальних матеріалів, наявність слідів вандалізму та зношеності; не пристосованість простору для людей з обмеженими можливостями; створення озелененням (смуги дерев, кущів, тощо) перешкод для оглядовості; погане освітлення вхідної зони і будинкових проїздів.

Порівнюючи фрагменти історичної забудови з забудовою II половини ХХ ст. бачимо, що остання майже по усіх критеріях має нижчі оцінки щодо безпечності середовища. Винятками є: функціональна організація території, яка згідно типових проектів забезпечена ділянками для господарської, спортивної діяльності та відпочинку; хороша доступність до основних об'єктів соціально-побутового призначення (шкіл, садочків), що закладена у їх планувальній структурі і розвинутій пішохідній мережі.

Характеристики даних територій, що входять до адміністративно-архітектурного класу є: відсутність огорож для територій шкіл і садочків, невпорядковане озеленення (ряди дерев, окремі групи зелених насаджень), існуючі закинуті об'єкти; неогорожені пустирі; низькі візуальні зв'язки місць для відпочинку з оточуючим середовищем.

До аспектів архітектурно-планувального класу належать: відсутність чіткої планувальної структури на територіях

багатоквартирної забудови з окремими вкрапленнями груп садибних ділянок складної конфігурації; розташування господарської зони об'єктів обслуговування у дворовій території; наявність комунальних (котельні, електричні підстанції) і тимчасових споруд (гаражі, МАФи); негативний вплив особливостей архітектурної тектоніки будівель (виступи і ніші на рівні людського зросту) та штучного ландшафту (підпірні стінки, низькі бар'єри, тощо), що у випадках відсутності хорошого контролю збоку оточуючого середовища створюють умови для збирання осіб з девіантною поведінкою; планувальні особливості будівель і споруд, що створюють потенційні місця для засідки.

Як бачимо, окремі фрагменти історичної й типової забудови II половини ХХ ст. мають серйозні недоліки в архітектурно-просторовій організації. Головними проблемами історичної є низька комфортність проживання і задовільний стан благоустрою. Водночас території типової забудови мають суттєві недоліки в планувально-композиційній структурі, що негативно впливають на соціальний контроль, оглядовість, відчуття відповідальності за середовище проживання збоку мешканців.

1. Главацький О. З. Архітектурно-планувальні детермінанти зон підвищеної криміногенності великого міста (на прикладі м. Львова) / О. З. Главацький // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К. : КНУБА, 2016. – № 60. – С. 46-62.

2. Colquhoun I. Design Out Crime : Creating Safe and Sustainable Communities / I. Colquhoun. – L. : Routledge, 2003. – 344 p.

3. Hill B. Fundamentals of Crime Mapping / B. Hill, R. Paynich. – London : Jones and Bartlett publishers. – 2014. – 620 p.

4. Santos R. B. Crime Analysis With Crime Mapping / R. B. Santos. – CA: Sage Publications, 2008. – 357 p.

5. Vijaykumar V. Youth crime prevention and urban design [Electronic resource] / V. Vijaykumar. – 2009. – 150 p. – Available from : <https://ru.scribd.com/document/19967208/Youth-Crime-Prevention-and-Urban-Design-MA-dissertation-Oxford-Brookes-University>

6. Zahm D. Using Crime Prevention Through Environmental Design in Problem-Solving [Electronic resource] / D. Zahm // Problem-Oriented Guides for Police Problem-Solving Tools Series. – 2007. – Vol. 8. – 80 p. – Available from : www.popcenter.org/tools/pdfs/cpted.pdf.

УДК 624.012.25

**АНАЛІЗ РОБОТИ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ ПРИ МАЛОЦИКЛОВИХ
НАВАНТАЖЕННЯХ**

**ANALYSIS WORK OF STRENGTHENED REINFORCED
CONCRETE ELEMENTS UNDER THE LOW-CYCLICAL
LOADS**

**Кух С.П., аспірант (Луцький національний технічний
університет)**

Kuh S.P., postgraduate (Lutsk National Technical University)

Аналіз стану громадського та житлового фонду показує необхідність модернізації застарілих будівель і споруд, що потребують підсилення. Збільшення несучої здатності залізобетонних конструкцій найчастіше рекомендується проводити нарощуванням розтягнутої або стиснутої зони. На сьогодні, дія малоциклових навантажень на підсилені залізобетонні елементи не достатньо вивчена та потребує розширених експериментально-теоретичних досліджень.

The analysis of the social and residential funds show the need to modernize old buildings and structures that need strengthening. Most recommended to make the increasing of the bearing capacity of reinforced concrete constructions by building-up stretched or compressed zone. For this purpose used more effective building material such as stalefibrobeton and polimerbeton. The effect of repeated loads, the amount of which are over a thousand cycles for the entire period, is taken to consider low-cyclical. Such effects may cause overloading of constructions that leads to destruction. Today the effect of the low-cyclical loads on the strengthened reinforced concrete elements are not sufficiently studied and needs detailed experimental and theoretical researches. Consequently, all the above leads to include this theme to such that has an important theoretical and practical meaning in building industry.

Ключові слова: залізобетон, малоциклові навантаження, деформації, підсилення конструкцій.

Keywords: reinforced concrete, small cycle loading, straining, strengthening design.

В Україні, як і в багатьох країнах світу, в зв'язку з вдосконаленням та модернізацією будівельного виробництва, запровадженням нових технологій та матеріалів особливої уваги вимагає реконструкція існуючих будівель та споруд.

Проаналізувавши стан громадського та житлового фонду спостерігаємо проблему нормальної експлуатації будівельних конструкцій, застосування не якісних матеріалів, зміну нормативних навантажень. В цілому це призводить до непридатності їх подальшої експлуатації. Непередбачувана зміна технологічного процесу, пошкодження, дефекти пришвидшують аварійний технічний стан будівельних конструкцій.

Врешті досить велика кількість будівель та споруд фізично та морально застарілі і потребують підсилення та ремонту. Взнявши до уваги вище наведені спостереження вишукуємо ефективний спосіб відбудови будівельних конструкцій.

В процесі реконструкції визначають залишкові експлуатаційні якості та технічний стан будівель.

Підсилення чи відновлення несучих конструкцій, зокрема і залізобетонних, найчастіше відбувається нарощуванням стиснутої або розтягнутої зони.

При необхідності значного збільшення несучої здатності конструкції виконують нарощування згинальних елементів у стиснутій зоні. Поряд з цим метод підсилення розтягнутої зони є більш технологічно відпрацьованим та зручним. [1],[2].

В обох випадках рекомендується застосування поряд з традиційними і сучасні високоефективні будівельні матеріали, саме такі як сталеві фібробетон, полімербетон, скловолокна, склотканини.

Існує ще один спосіб підсилення залізобетонних конструкцій шляхом зміни конструктивної схеми. Аналіз даного методу показує, що він містить певні недоліки, а саме зміну напружено-деформованого стану перерізу, загального вигляду елемента, перевитрату металу. [1].

За весь період експлуатації, практично всі, в тому числі і залізобетонні елементи, піддаються впливу малоциклових

повторних навантажень. Малоцикловими можна вважати такі навантаження дія яких повторюється від кількох до понад тисячу циклів. До них відносяться впливи природного походження: вітрові, снігові, сейсмічні, температурні та інші. [3],[4].

Часто під час експлуатації вище зазначенні навантаження, за певних умов, можуть викликати руйнування елементів особливого виду. [4].

Дослідженню впливу малоциклових навантажень на міцність та деформативність залізобетонних згинальних елементів свої роботи присвятили Бабич Є.М., Барашиков А.Я., Гордєєва Г.Ф., Залесов А.С., Єришев В.А., Клімов Ю.А., Кокарев А.М., Котов Ю.І., Погореляк А.П., Потапов Т.В., Рибалка А.Н., Яковлев С.К., Чирва Т.Л., Шевченко Б.Н, Неміровський Я.М., Нугуджинов Ж.С.

В своїй праці Задорожнікова І.В. пропонує розглянути підсилення стиснутої зони згинальних елементів, як новими ефективними матеріалами (полімербетон, сталевібробетон), так і традиційними (важкий дрібнозернистий бетон). Внаслідок чого досліджено та проаналізовано напружено-деформативний стан підсиленних у стиснутій зоні залізобетонних конструкцій, їх міцнісні характеристики, характер утворення і розкриття тріщин та прогини дослідних балок.

Запропоновано деякі особливості розрахунку міцності нормальних перерізів підсиленних згинальних елементів за деформаційною моделлю, визначення прогинів та тріщиностійкості підсиленних балок. В результаті виконаних випробувань стало зрозуміло, що при експлуатаційному рівні навантаження підсилені елементи відповідають вимогам існуючих норм за тріщиностійкістю та деформативністю. [1].

За мету визначити найбільш ефективний спосіб підсилення балок у розтягнутій зоні ставив собі науковець Блалі Ель Мостафа. Всі висновки були сформовані на основі аналізу експериментальних випробувань. Автором було проведено аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних балок, підсиленних у розтягнутій зоні ефективними сучасними матеріалами; встановлені закономірності утворення і розкриття тріщин від початку навантаження і до руйнування; визначені особливості зміни прогинів балок в залежності від матеріалу підсилення; за допомогою імовірісно-статистичного методу (метод Монте-Карло)

доказана достатня надійність запропонованих розрахункових формул. [2].

Зрозуміло, що в обох випадках в зоні контакту підсилюючого матеріалу і бетону конструкцій з'являється складний напружено-деформований стан. На зону контакту діють не лише розтягуючі та стискаючі, а також і зсувні зусилля. Розмір саме зсувних зусиль може визначити несучу здатність підсилюваного елемента. При методі нарощування, особливо важливим є висока міцність зони контакту.

Забезпечити вище зазначену зону можна за рахунок механічного щеплення, улаштуванням насічок або за рахунок встановлення додаткової поперечної арматури.

Проте такі експериментальні дослідження підсиленних залізобетонних конструкцій проводились під дією короткочасних навантажень до межі руйнування.

Вплив малоциклових навантажень на підсилені несучі елементи висвітлюється в працях Борисюка О.П. та Конончука О.П.

Науковцями було доведено, що ефект підсилення згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій зоні композитними матеріалами залежить від виду навантаження та типу матеріалу. Встановлено, що підсилені балки, при дії малоциклових навантажень, працюють аналогічно тим, що випробовувались без підсилення.[5].

На сьогоднішній день, беручи до уваги велику кількість досліджень, присвячених різним методам підсилення залізобетонних згинальних елементів пропозицій по впливу малоциклових навантажень на них не вистачає.

В нових Державних будівельних нормах України з проектування залізобетонних конструкцій впроваджено більш прогресивні методи розрахунку, що вимагає проведення достатньої кількості експериментальних досліджень напружено-деформованого стану підсиленних згинальних залізобетонних елементів.

Відтворити в достатньому обсязі метод розрахунку вище зазначених елементів за деформаційною моделлю, оскільки на сьогоднішній день існує недостатня кількість розроблених положень.

Дослідити особливості роботи та характер руйнування залізобетонних балкових конструкцій, посиленних новими

Технічний стан, реконструкція та підсилення будівель та споруд

ефективними будівельними матеріалами при дії на них малоциклових навантажень.

Викладене вище має велике теоретичне і практичне значення для розвитку проектування та модернізації будівельного виробництва.

1. Задорожнікова І.В. Підсилення стиснутої зони сучасними матеріалами для відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних конструкцій: Монографія. – Луцьк: РВВ ЛНТУ, 2010. – 138 с..
2. Блалі Ель Мостафа. Порівняння ефективності методів підсилення залізобетонних згинальних елементів: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Київський національний ун-т будівництва і архітектури. – К., 2005. – 161 с.
3. Кухнюк О.М. Вплив малоциклових навантажень на механічні характеристики бетону та роботу згинальних залізобетонних елементів: дис. канд. техн. наук – Львів, 2001. – 17 с.
4. Панчук Ю.М. Робота згинальних залізобетонних елементів зі змішаним армуванням при високих рівнях малоциклового навантаження: дис. канд. техн. наук – Львів, 2000. – 19 с.
5. Борисюк О.П. Методика випробовування підсилених згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). Випуск 74: В 2-х книгах: Книга 2. Київ, ДП НДІБК, 2011. – С. 709-718.

УДК 69.059

ВОССТАНОВЛЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ КАЧЕСТВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

RESTORATION OF USE CONCRETE COLUMNS

Опанасюк И.Л., к.т.н., доц., Данилов С.В., старший преподаватель (ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет», г. Могилев, Республика Беларусь)

Opanasyuk I.L, candidate of technical sciences, Danilov S.V, senior lecturer ("Belarusian-Russian University", Mogilev, Belarus)

Обоснованы категории технического состояния железобетонных колонн и предложены структура и последовательность выполнения работ по восстановлению эксплуатационных качеств железобетонных колонн.

These findings allow produce reliable estimate of the actual technical state of reinforced concrete columns, quickly select the most effective-WIDE structural, organizational and technological solutions for the restoration of their performance, as a result ensures the recovery of the estimated carrying capacity of the column with minimum material and labor costs.

Ключевые слова:

Железобетонная колонна, категория технического состояния, ремонтно-восстановительные работы.

Reinforced concrete column, the technical condition of the category of repair and restoration work.

Восстановление железобетонных колонн вызвано снижением их несущей способности из-за развивающихся в них явных либо скрытых дефектов. Восстановление эксплуатационных качеств железобетонных колонн выполняют в соответствии с проектными решениями, разработанными на основании результатов технического обследования строительных конструкций зданий и сооружений.

Оценку технического состояния железобетонных колонн производят по пяти категориям технического состояния [2].

Технічний стан, реконструкція та підсилення будівель та споруд

Железобетонные колонны относятся к конструкциям первой степени ответственности [1], локальный отказ которых может привести к полному или ограниченному отказу системы элементов здания или сооружения. Категорию технического состояния железобетонных колонн следует определять по сочетанию наиболее значимого класса дефекта и степени их распространения по длине колонны (таблица 1).

Таблица 1

Категории технического состояния железобетонных колонн

Класс дефекта	Категория технического состояния железобетонных колонн		
	Степень распространения дефектов, по длине колонны, %		
	Единичные (до 10)	Многочисленные (от 10 до 40)	Массовые (св.40)
<i>3 класс (малозначительные дефекты)</i> – уменьшение поперечного сечения до 10 %: шелушение граней и поверхности бетона; отслоение лещадок бетона; сколы бетона на гранях, раковины; усадочные трещины	I, II	II	III
<i>2 класс (значительные дефекты)</i> – уменьшение поперечного сечения от 10 % до 40 %: трещины вдоль продольной арматуры, обнажение и коррозия арматуры; трещины вдоль поперечной арматуры, обнажение и коррозия арматуры; сколы бетона и коррозия арматуры	III	IV	V
<i>1 класс (критические дефекты)</i> – уменьшение поперечного сечения свыше 40 %: трещины в местах опирания балок; продольные силовые трещины; поперечные силовые трещины; разрушение сечения колонны, коррозия и разрывы рабочей арматуры	IV	IV, V	V

Для железобетонных колонн I и II категорий технического состояния требуется техническое обслуживание и текущий ремонт.

Для железобетонных колонн, относящихся к III категории технического состояния, выполняют ремонт с частичной разборкой бетона, исправления поврежденной арматуры, перебетонирование

сколов и выбоин, инъектирование трещин, а зачастую и усиление поврежденных участков колонн.

Колонны, относящиеся к IV категории технического состояния, усиливают посредством увеличения их поперечного сечения в виде железобетонных обойм, наращиваний, стальных обойм и стальных обойм с обетонированием.

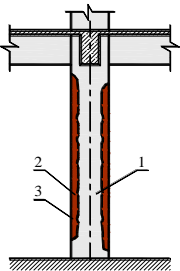
При повреждении поперечного сечения свыше 50 % (V категория технического состояния) железобетонные колонны относятся в основном к разрушенным [1].

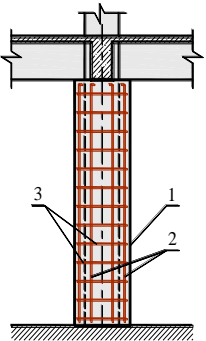
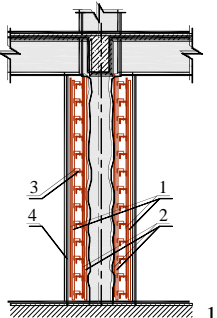
Для восстановления эксплуатационных качеств железобетонных колонн существует значительное число технических решений, среди которых наибольшее распространение получили следующие: *ремонт и восстановление с помощью сухих ремонтных составов; устройство железобетонных обойм и рубашек; одностороннее и двухстороннее наращивания сечения колонны; усиление стальными обоймами без обетонирования и с обетонированием стальных обойм* (таблица 2.1).

Работы по восстановлению эксплуатационных качеств железобетонных колонн состоят из *подготовительных, основных и заключительных работ*.

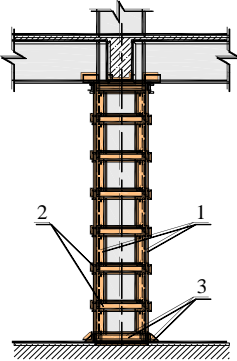
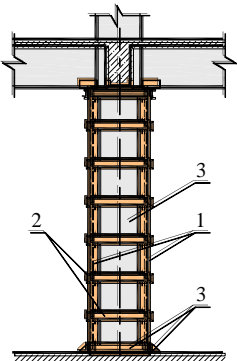
Таблица 2

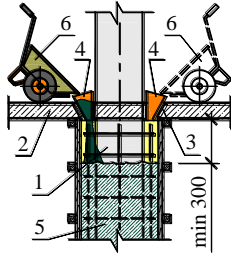
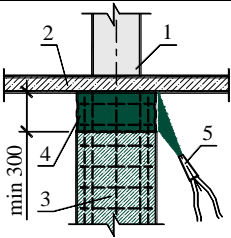
Структура и последовательность выполнения работ при восстановлении железобетонных колонн

Способ восстановления	Эскиз	Структура и последовательность выполнения работ								
1	2	3								
I При сопряжении колонны с любой конструкцией перекрытия										
I Ремонт с помощью сухих ремонтных составов	 <p>1 – колонна; 2 – арматура колонны; 3 – ремонтный состав</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Структура работ</th> <th>Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1 Подготовительные работы</td> <td>52 %</td> </tr> <tr> <td>2 Подготовка поврежденных участков колонны</td> <td>30 %</td> </tr> <tr> <td>3 Нанесение ремонтных составов</td> <td>18 %</td> </tr> </tbody> </table>	Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ	1 Подготовительные работы	52 %	2 Подготовка поврежденных участков колонны	30 %	3 Нанесение ремонтных составов	18 %
		Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ							
1 Подготовительные работы	52 %									
2 Подготовка поврежденных участков колонны	30 %									
3 Нанесение ремонтных составов	18 %									

1	2	3																
II При сопряжении колонны с балочным монолитным или сборным перекрытием																		
<p>2 Усиление колонны железобетонной обоймой</p>	 <p>1 – железобетонная обойма; 2 – продольная арматура железобетонной обоймы; 3 – поперечная арматура железобетонной обоймы</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Структура работ</th> <th>Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1 Подготовительные работы</td> <td>13 %</td> </tr> <tr> <td>2 Подготовка поврежденных участков колонны</td> <td>7 %</td> </tr> <tr> <td>3 Устройство железобетонной обоймы</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3.1 Выполнение дополнительного армирования</td> <td>32 %</td> </tr> <tr> <td>3.2 Установка опалубки обоймы усиления</td> <td>18 %</td> </tr> <tr> <td>3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму</td> <td>24 %</td> </tr> <tr> <td>3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном</td> <td>6 %</td> </tr> </tbody> </table>	Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ	1 Подготовительные работы	13 %	2 Подготовка поврежденных участков колонны	7 %	3 Устройство железобетонной обоймы		3.1 Выполнение дополнительного армирования	32 %	3.2 Установка опалубки обоймы усиления	18 %	3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму	24 %	3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	6 %
Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ																	
1 Подготовительные работы	13 %																	
2 Подготовка поврежденных участков колонны	7 %																	
3 Устройство железобетонной обоймы																		
3.1 Выполнение дополнительного армирования	32 %																	
3.2 Установка опалубки обоймы усиления	18 %																	
3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму	24 %																	
3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	6 %																	
<p>3 Усиление колонны двухсторонним наращиванием</p>	 <p>1 – продольная арматура наращивания; 2 – существующая арматура колонны; 3 – соединительные стержни (коротыши, отгибы); 4 – двухстороннее бетонное наращивание</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Структура работ</th> <th>Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1 Подготовительные работы</td> <td>13 %</td> </tr> <tr> <td>2 Подготовка поврежденных участков колонны</td> <td>20 %</td> </tr> <tr> <td>3 Устройство двухстороннего наращивания</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3.1 Выполнение дополнительного армирования</td> <td>45 %</td> </tr> <tr> <td>3.2 Установка опалубки наращивания</td> <td>9 %</td> </tr> <tr> <td>3.3 Подача и укладка бетонной смеси вручную</td> <td>10 %</td> </tr> <tr> <td>3.4 Демонтаж опалубки и уход за бетоном</td> <td>3 %</td> </tr> </tbody> </table>	Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ	1 Подготовительные работы	13 %	2 Подготовка поврежденных участков колонны	20 %	3 Устройство двухстороннего наращивания		3.1 Выполнение дополнительного армирования	45 %	3.2 Установка опалубки наращивания	9 %	3.3 Подача и укладка бетонной смеси вручную	10 %	3.4 Демонтаж опалубки и уход за бетоном	3 %
Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ																	
1 Подготовительные работы	13 %																	
2 Подготовка поврежденных участков колонны	20 %																	
3 Устройство двухстороннего наращивания																		
3.1 Выполнение дополнительного армирования	45 %																	
3.2 Установка опалубки наращивания	9 %																	
3.3 Подача и укладка бетонной смеси вручную	10 %																	
3.4 Демонтаж опалубки и уход за бетоном	3 %																	

Продолжение таблицы 2

1	2	3																	
<p>4 Усиление колонны стальной обоймой</p>	 <p>1 – продольные уголки, установленные на растворе; 2 – предварительно напряженные поперечные планки; 3 – опорные уголки</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="561 197 792 288">Структура работ</th> <th data-bbox="792 197 968 288">Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="561 288 792 336">1 Подготовительные работы</td> <td data-bbox="792 288 968 336">13 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 336 792 411">2 Подготовка и восстановление поврежденных участков колонны</td> <td data-bbox="792 336 968 411">25 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 411 792 459">3 Устройство стальной обоймы усиления</td> <td data-bbox="792 411 968 459"></td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 459 792 507">3.1 Установка стальных элементов обоймы</td> <td data-bbox="792 459 968 507">57 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 507 792 555">3.2 Установка опорного башмока и оголовка</td> <td data-bbox="792 507 968 555">5 %</td> </tr> </tbody> </table>	Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ	1 Подготовительные работы	13 %	2 Подготовка и восстановление поврежденных участков колонны	25 %	3 Устройство стальной обоймы усиления		3.1 Установка стальных элементов обоймы	57 %	3.2 Установка опорного башмока и оголовка	5 %	<p>Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</p>				
Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ																		
1 Подготовительные работы	13 %																		
2 Подготовка и восстановление поврежденных участков колонны	25 %																		
3 Устройство стальной обоймы усиления																			
3.1 Установка стальных элементов обоймы	57 %																		
3.2 Установка опорного башмока и оголовка	5 %																		
<p>5 Усиление колонны стальной обоймой с обетонированием</p>	 <p>1 – продольные уголки; 2 – поперечные планки стальной обоймы; 3 – опорные уголки; 4 – бетонная обойма</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="561 863 792 954">Структура работ</th> <th data-bbox="792 863 968 954">Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="561 954 792 1002">1 Подготовительные работы</td> <td data-bbox="792 954 968 1002">13 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 1002 792 1050">2 Подготовка поврежденных участков колонны</td> <td data-bbox="792 1002 968 1050">8 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 1050 792 1098">3 Устройство стальной обоймы с обетонированием</td> <td data-bbox="792 1050 968 1098"></td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 1098 792 1145">3.1 Установка стальных элементов обоймы</td> <td data-bbox="792 1098 968 1145">53 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 1145 792 1193">3.2 Установка опалубки обоймы усиления</td> <td data-bbox="792 1145 968 1193">9 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 1193 792 1241">3.3 Подача и укладка бетонной смеси вручную</td> <td data-bbox="792 1193 968 1241">14 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="561 1241 792 1300">3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном</td> <td data-bbox="792 1241 968 1300">3 %</td> </tr> </tbody> </table>	Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ	1 Подготовительные работы	13 %	2 Подготовка поврежденных участков колонны	8 %	3 Устройство стальной обоймы с обетонированием		3.1 Установка стальных элементов обоймы	53 %	3.2 Установка опалубки обоймы усиления	9 %	3.3 Подача и укладка бетонной смеси вручную	14 %	3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	3 %	<p>Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</p>
Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ																		
1 Подготовительные работы	13 %																		
2 Подготовка поврежденных участков колонны	8 %																		
3 Устройство стальной обоймы с обетонированием																			
3.1 Установка стальных элементов обоймы	53 %																		
3.2 Установка опалубки обоймы усиления	9 %																		
3.3 Подача и укладка бетонной смеси вручную	14 %																		
3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	3 %																		

1	2	3																								
III При сопряжении колонны с безбалочным плоским перекрытием																										
<p>6 <i>Формирование оголовка конструкции усиления через технологические отверстия</i></p>	 <p>1 – усиливаемая колонна; 2 – безбалочное плоское перекрытие; 3 – технологическое отверстие; 4 – распределительная воронка; 5 – бетон конструкции усиления; 6 – тележка для перевозки бетона</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="560 231 784 319">Структура работ</th> <th data-bbox="784 231 966 319">Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="560 319 784 367">1 Подготовительные работы</td> <td data-bbox="784 319 966 367">13 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 367 784 414">2 Подготовка поврежденных участков колонны</td> <td data-bbox="784 367 966 414">7 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 414 784 462">3 Устройство железобетонной обоймы</td> <td data-bbox="784 414 966 462"></td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 462 784 510">3.1 Выполнение дополнительного армирования</td> <td data-bbox="784 462 966 510">32 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 510 784 558">3.2 Установка опалубки обоймы усиления</td> <td data-bbox="784 510 966 558">16 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 558 784 606">3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму</td> <td data-bbox="784 558 966 606">22 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 606 784 654">3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном</td> <td data-bbox="784 606 966 654">5 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 654 784 702">4 Устройство оголовка конструкции усиления</td> <td data-bbox="784 654 966 702"></td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 702 784 750">4.1 Установка опалубки оголовка</td> <td data-bbox="784 702 966 750">2 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 750 784 798">4.2 Подача и укладка бетонной смеси в оголовки</td> <td data-bbox="784 750 966 798">2 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 798 784 845">4.3 Демонтаж опалубки оголовка</td> <td data-bbox="784 798 966 845">1 %</td> </tr> </tbody> </table>	Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ	1 Подготовительные работы	13 %	2 Подготовка поврежденных участков колонны	7 %	3 Устройство железобетонной обоймы		3.1 Выполнение дополнительного армирования	32 %	3.2 Установка опалубки обоймы усиления	16 %	3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму	22 %	3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	5 %	4 Устройство оголовка конструкции усиления		4.1 Установка опалубки оголовка	2 %	4.2 Подача и укладка бетонной смеси в оголовки	2 %	4.3 Демонтаж опалубки оголовка	1 %
Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ																									
1 Подготовительные работы	13 %																									
2 Подготовка поврежденных участков колонны	7 %																									
3 Устройство железобетонной обоймы																										
3.1 Выполнение дополнительного армирования	32 %																									
3.2 Установка опалубки обоймы усиления	16 %																									
3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму	22 %																									
3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	5 %																									
4 Устройство оголовка конструкции усиления																										
4.1 Установка опалубки оголовка	2 %																									
4.2 Подача и укладка бетонной смеси в оголовки	2 %																									
4.3 Демонтаж опалубки оголовка	1 %																									
<p>7 <i>Устройство оголовка конструкции усиления торкретированием</i></p>	 <p>1 – усиливаемая колонна; 2 – безбалочное плоское перекрытие (покрытие); 3 – бетон конструкции усиления; 4 – торкрет-бетон; 5 – сопло торкрет-установки</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="560 871 784 957">Структура работ</th> <th data-bbox="784 871 966 957">Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="560 957 784 1005">1 Подготовительные работы</td> <td data-bbox="784 957 966 1005">13 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 1005 784 1053">2 Подготовка поврежденных участков колонны</td> <td data-bbox="784 1005 966 1053">7 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 1053 784 1101">3 Устройство железобетонной обоймы</td> <td data-bbox="784 1053 966 1101"></td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 1101 784 1149">3.1 Выполнение дополнительного армирования</td> <td data-bbox="784 1101 966 1149">32 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 1149 784 1197">3.2 Установка опалубки обоймы усиления</td> <td data-bbox="784 1149 966 1197">17 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 1197 784 1244">3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму</td> <td data-bbox="784 1197 966 1244">23 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 1244 784 1292">3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном</td> <td data-bbox="784 1244 966 1292">5 %</td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 1292 784 1340">4 Устройство оголовка конструкции усиления</td> <td data-bbox="784 1292 966 1340"></td> </tr> <tr> <td data-bbox="560 1340 784 1388">4.1 Торкретирование оголовка колонны</td> <td data-bbox="784 1340 966 1388">3 %</td> </tr> </tbody> </table>	Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ	1 Подготовительные работы	13 %	2 Подготовка поврежденных участков колонны	7 %	3 Устройство железобетонной обоймы		3.1 Выполнение дополнительного армирования	32 %	3.2 Установка опалубки обоймы усиления	17 %	3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму	23 %	3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	5 %	4 Устройство оголовка конструкции усиления		4.1 Торкретирование оголовка колонны	3 %				
Структура работ	Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ																									
1 Подготовительные работы	13 %																									
2 Подготовка поврежденных участков колонны	7 %																									
3 Устройство железобетонной обоймы																										
3.1 Выполнение дополнительного армирования	32 %																									
3.2 Установка опалубки обоймы усиления	17 %																									
3.3 Подача и укладка бетонной смеси в обойму	23 %																									
3.4 Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	5 %																									
4 Устройство оголовка конструкции усиления																										
4.1 Торкретирование оголовка колонны	3 %																									

1	2	3																															
<p>8 Формирование оголовка конструкции и усиления бетонными вкладышами</p>	 <p>1 – усиливаемая колонна; 2 – безбалочное плоское перекрытие; 3 – бетон конструкции усиления; 4 – бетонные вкладыши на растворе с расширяющимся цементом; 5 – полужесткая цементно-песчаная смесь</p>	<p>Структура работ</p> <table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>Подготовительные работы</td> <td>13 %</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Подготовка поврежденных участков колонны</td> <td>7 %</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Устройство железобетонной обоймы</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3.1</td> <td>Выполнение дополнительного армирования</td> <td>32 %</td> </tr> <tr> <td>3.2</td> <td>Установка опалубки обоймы усиления</td> <td>17 %</td> </tr> <tr> <td>3.3</td> <td>Подача и укладка бетонной смеси в обойму</td> <td>22 %</td> </tr> <tr> <td>3.4</td> <td>Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном</td> <td>5 %</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>Устройство оголовка конструкции усиления</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4.1</td> <td>Закладка оголовка бетонными вкладышами</td> <td>3 %</td> </tr> <tr> <td>4.2</td> <td>Зачеканка полужесткой смесью</td> <td>1 %</td> </tr> </table>	1	Подготовительные работы	13 %	2	Подготовка поврежденных участков колонны	7 %	3	Устройство железобетонной обоймы		3.1	Выполнение дополнительного армирования	32 %	3.2	Установка опалубки обоймы усиления	17 %	3.3	Подача и укладка бетонной смеси в обойму	22 %	3.4	Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	5 %	4	Устройство оголовка конструкции усиления		4.1	Закладка оголовка бетонными вкладышами	3 %	4.2	Зачеканка полужесткой смесью	1 %	<p>Последовательность и относительная трудоемкость выполнения работ</p>
1	Подготовительные работы	13 %																															
2	Подготовка поврежденных участков колонны	7 %																															
3	Устройство железобетонной обоймы																																
3.1	Выполнение дополнительного армирования	32 %																															
3.2	Установка опалубки обоймы усиления	17 %																															
3.3	Подача и укладка бетонной смеси в обойму	22 %																															
3.4	Демонтаж опалубки обоймы и уход за бетоном	5 %																															
4	Устройство оголовка конструкции усиления																																
4.1	Закладка оголовка бетонными вкладышами	3 %																															
4.2	Зачеканка полужесткой смесью	1 %																															

Структура и последовательность выполнения работ при восстановлении железобетонных колонн различными способами приведены в таблице 2. Из таблицы 2 видно, что приведенные решения для каждой категории технического состояния железобетонных колонн реализуются на различных стадиях их ремонтов с характерной для них структурой и последовательностью работ. При выборе технического решения восстановления эксплуатационных качеств железобетонных колонн следует учитывать факторы, определяющие возможность применения того или иного технического решения в данных условиях с учетом агрессивности среды и пожароопасности производственных помещений, недопустимости запыленности и сварочных работ во взрывоопасных помещениях, а также стесненных условий производства работ.

1. ТКП 45-1.04-208-2010. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации / МАиС РБ. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2011. – 27 с.

УДК 69.059

**ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО
ВОССТАНОВЛЕНИЮ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ КАЧЕСТВ
КРАНОВОЙ ЭСТАКАДЫ ЛОКОМОТИВНОГО ДЕПО
МОГИЛЕВ**

**TECHNICAL CONDITION AND RECOMMENDATIONS FOR
THE RESTORATION OF OPERATIONAL QUALITIES OF THE
CRANE TRESTLE LOCOMOTIVE DEPOT MOGILEV**

Семенюк С.Д., д.т.н., проф., Ильиных И.В., магистрант, Кетнер Э.А., магистрант, Алехнович С.В., м.т.н., старший преподаватель (Белорусско-Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь)

Semeniuk S.D., Doctor of Technical Sciences, Professor, Pyinykh I.V., Master course student, Ketner E.A., Master course student, Alekhnovich S.V., senior lecturer (Belorussian-Russian University, Mogilev, Republic of Belarus)

АННОТАЦИЯ

Приведены результаты инструментально-технического обследования крановой эстакады в локомотивном депо Могилев. Исследованы дефекты несущих конструкций крановой эстакады и выполнены поверочные расчеты этих конструкций по фактическим данным. Даны мероприятия по восстановлению эксплуатационных качеств крановой эстакады.

ABSTRACT

The results of instrumental and technical inspection of crane trestle in the locomotive depot in Mogilev. Defects in bearing structures crane trestle investigated and calibration calculations of these designs are made based on actual data. The measures to restore the performance of the crane trestle.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: эстакада, депо, обмер, обследование, мостовой кран, прочность, сопряжение.

KEYWORDS: rack, depot, measuring, inspection, bridge crane, strength, mate.

ВВЕДЕНИЕ

Выполнение строительно – обмерочных и обследовательских работ по выявлению технического состояния несущих строительных конструкций крановой эстакады вызвано тем, что с момента государственной приемки каких-либо планово-ремонтных и обследовательских работ по крановой эстакаде не проводилось, а также тем что при движении мостового крана по крановым путям наблюдается отклонение от вертикали стальных колонн в виде труб до 50-60 мм. Детальное инструментально-техническое обследование является залогом для разработки и оформления технического паспорта на это строение.

КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ, МАТЕРИАЛЫ И КОНСТРУКЦИИ ЭСТАКАДЫ.

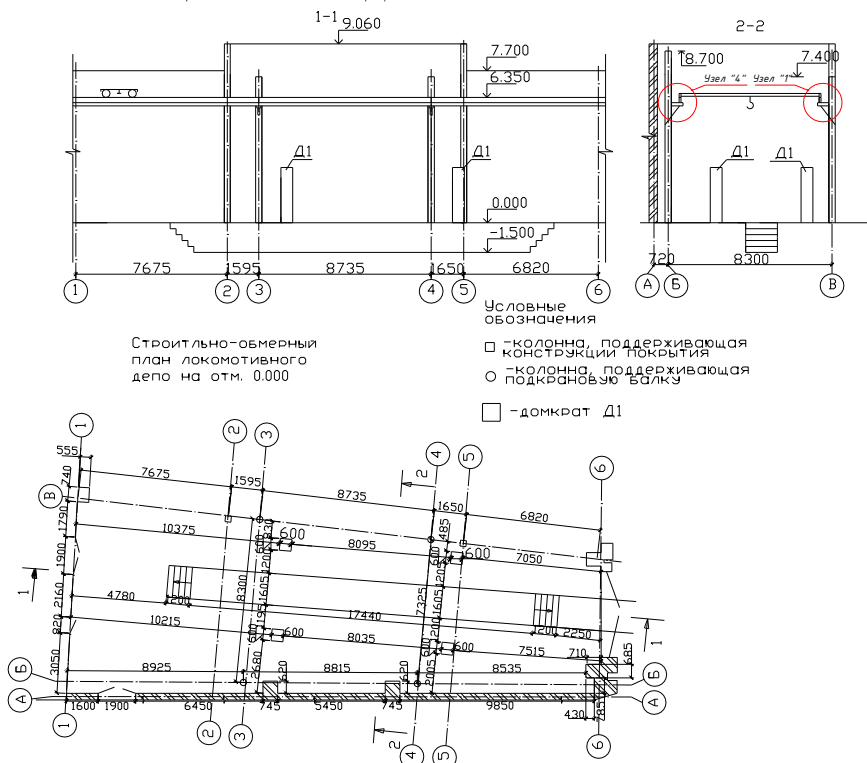


Рис. 1. План и разрезы локомотивного депо Могилев

Крановая эстакада рис. 1 выполнена в виде 4-х стоек трубного сечения и торцовых стен. Стойки-колонны по оси «Б» связаны с

кирпичной стеной по оси «А» круглой арматурой в виде болта диаметром 30 мм, проходящем через тело трубы на высоте 7,5 м от нулевой отметки пола крановой эстакады. Трубчатые колонны по оси «В» расположены от оси «2» на расстоянии 1595 мм, от оси «5» на расстоянии 1650 мм. Расстояние между колоннами по оси «Б» 8815 мм, по оси «В» 8735 мм. Колонны выполнены из стальных труб диаметром 325мм, толщина трубы – 7 мм. На отметке 6,0 у трубчатых колонн обустроены консольные столики, по которым уложены подкрановые балки из стального двутавра. Ствол трубчатых колонн по оси «В» высотой 7,4м оканчивается оголовком, торец которого заварен круглой заглушкой толщиной 10мм; у колонн по оси «Б» высотой 8,7м торец также заварен круглой стальной заглушкой толщиной 10мм. Колонны по оси «В» работают как отдельно стоящие стойки с жестким защемлением в фундаментах и свободным верхним концом. По оси «1» подкрановые балки опираются на кирпичную кладку с выпуском за ее пределы на 340 мм. По оси «4» подкрановые балки опираются на кирпичную стену. Подкрановые балки, выполнены из прокатного двутавра с параллельными гранями полок см.рис.2.

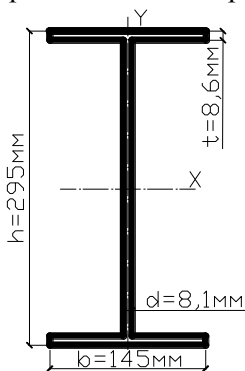


Рис. 2. Поперечное сечение подкрановой балки

Высота двутавра 295 мм; ширина полки 145 мм; толщина полки 8,6 мм; толщина стенки двутавра 8,1 мм. В качестве кранового пути применен швеллер № 6,5 приваренный ребрами полки к подкрановой балки, высота полок – 36 мм.

ДЕФЕКТЫ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КРАНОВОЙ ЭСТАКАДЫ

В результате выполнения детального обследования выявлено, что класс бетона в основании колонн разный и колеблется от 12,07/15,08 у пяты колонны «Б-4» до 9,27/11,6 у пяты колонны «В-4»; при этом расхождение прочности составляет более 23%. Это объясняется условиями эксплуатации крановой эстакады в которой по оси «В» на бетонный пол фундамента попадают растворы масел и дизельного топлива, тогда как по оси «Б» они практически могут отсутствовать. Глубина заложения фундаментов от уровня пола определена при помощи непосредственного замера рулеткой, после предварительного вскрытия бетонного пола у колонн «К-В/3» и «К-В/4». Она оказалась в пределах 600...700мм.

При торможении крана вдоль эстакады колонны «К-В/3» и «К-В/4» отклоняются от вертикали до 60мм, так как между трубчатыми колоннами по оси «В» нет вертикальных связей воспринимающих тормозные усилия от крана. Не обеспечивается устойчивость колонн из продольной плоскости крановой эстакады так как горизонтальные связи между трубчатыми колоннами по оси «Б» и осью «В» отсутствуют. В несущих конструкциях из стальных элементов в отдельных местах наблюдаются коррозия на глубину до 0,5мм. Концевые упоры, ограждающие рабочий ход крана не соответствуют требованиям строительных норм Республики Беларусь и Государственным стандартам.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ НЕСУЩИХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КРАНОВОЙ ЭСТАКАДЫ

Поверочный расчет произведен для колонны «К-В/3», так как эксцентриситет воздействия вертикальных сил на эту колонну составляет 80см, по сравнению с колонной «К-В/4» для которой эксцентриситет приложения силы – 50см. Этот расчет показал, что несущая способность колонны «К-В/3» равна 12,456 тс., что значительно выше вертикальных сил от воздействия крановой нагрузки.

По оси «Б» колонны на отметке 7,4 соединены анкерными связями диаметром 30мм со стенкой по оси «А» толщиной 770мм. Поверочный расчет произведен для колонны «К-Б/3», для которой эксцентриситет приложения вертикальной силы составляет 105см, что значительно больше эксцентриситета колонны «К-Б/4» равного 37,5см. Этот расчет показал, что несущая способность колонны «К-Б/3» равна 14,81 тс., что значительно больше внешних вертикальных воздействий, действующих на колонну.

Также были выполнены поверочные расчеты подкрановых балок включающие статический и конструктивный расчеты.

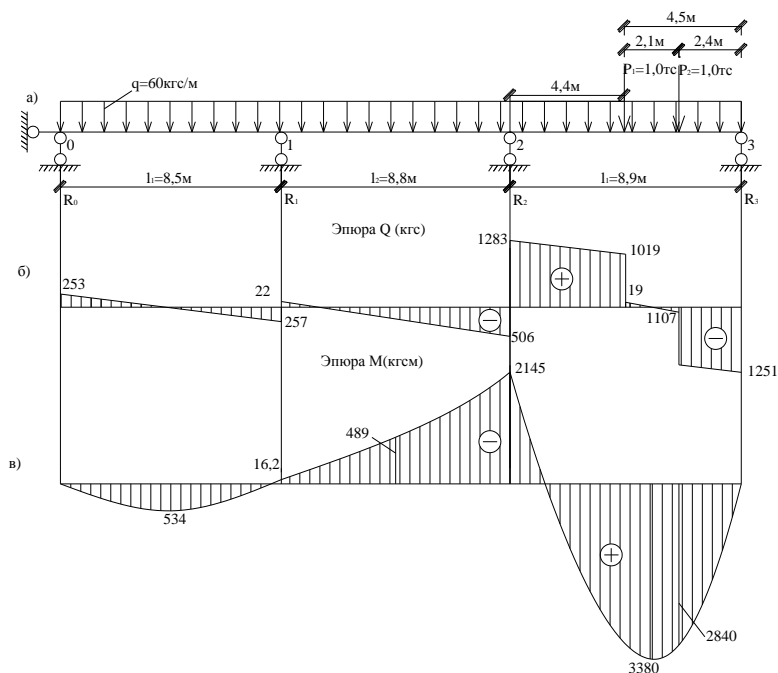


Рис. 3. Эпюры Q и M в подкрановой балке

а) расчетная схема, учитывающая собственный вес и давление от колеса крана 1,0 тс; б) эпюра поперечных сил; в) эпюра изгибающих моментов.

Расчет по прочности нормальных сечений показал, что максимальные напряжения в крайних фибрах балки примерно в 2,5 раза меньше предельно допустимых, проверка на срез показала значительный запас прочности от воздействия поперечных сил. Так как пролеты подкрановых балок значительны были проведены проверка жесткости балки от воздействия крановых нагрузок и собственного веса конструкции. Проверка жесткости балки показала, что максимальный прогиб от воздействия эксплуатационных нагрузок составляет при $P_1=1,0\text{тс}$ - 1,56 см; при воздействии $P_1=1,9\text{тс}$ - 3,0 см, что меньше предельно допустимого - 3,56см.

МЕРОПРИЯТИЯ ПО ВОССТАНОВЛЕНИЮ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ КАЧЕСТВ КРАНОВОЙ ЭСТАКАДЫ

Для восстановления эксплуатационных качеств крановой эстакады в локомотивном депо Могилев рекомендовано:

- обустроить вертикальные связи между колоннами «К-В/3» и «К-В/4» из стального проката как показано на рис.4;

- обустроить горизонтальные связи по оголовкам «К-Б/3» и «К-В/3» из стального проката в виде швеллеров или уголков как показано на рис.5;

- обустроить горизонтальные связи по оголовкам колонн «К-Б/3» и «К-Б/4», фрагмент связей в виде распорок показан на рис. 6;

- для обеспечения пространственной неизменяемости системы оголовки колонн по оси «Б» и по оси «В» объединить при помощи связей;

- очистить от ржавчины и восстановить антикоррозионную защиту стальных элементов конструкций;

- при помощи рихтовочных болтов произвести выверку крановых путей.

Вертикальный жесткий диск между колоннами «К-В/3» и «К-В/4» по оси «В» запроектирован в виде крестовых связей

Связи между колоннами «К-В/3» и «К-В/4».

Элементы крановых связей запроектированы исходя из предельной гибкости. В соответствии таблицы 19* СНиП II-23-81* предельная гибкость сжатых элементов связей-200. Для растянутых элементов при воздействии на элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок) нагрузок от кранов-200[6].

Распорка Расположена на отметке +5,00 от уровня пола, длины распорки 8740мм; связывают с двух сторон (внешнюю и внутреннюю сторону трубчатых колонн) колонны «В-3» и «В-4». Выполняются из двух швеллеров №14, которые соединены между собой соединительными планками в виде равнополочных уголков сечением 50×5мм или стальных пластин размерами 375×60×6мм, поставленных с шагом 600...650мм.

Гибкость отдельной ветви распорки в плоскости материальной оси $\lambda_x=8740:56=156,1<[\lambda]=200$. На рис. 6 показан фрагмент распорки.

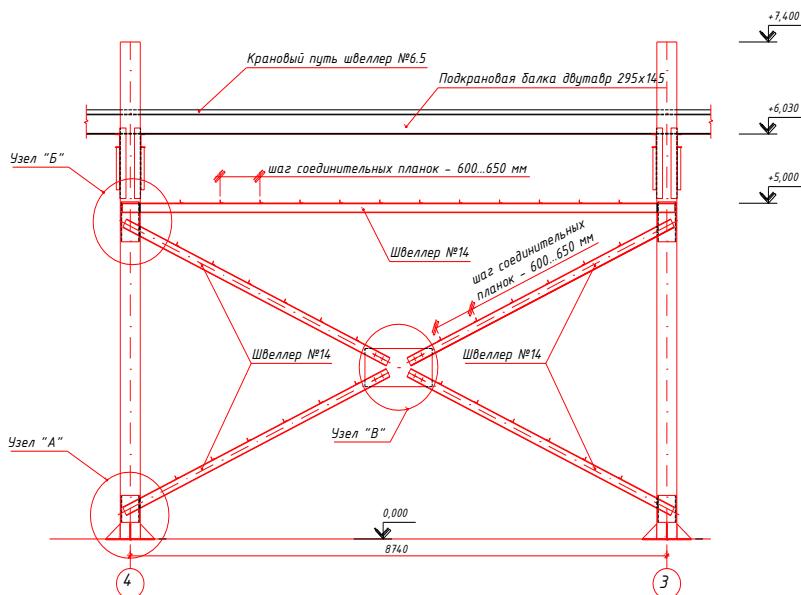


Рис. 4. Схема установки связей между трубчатыми колоннами по оси «В»

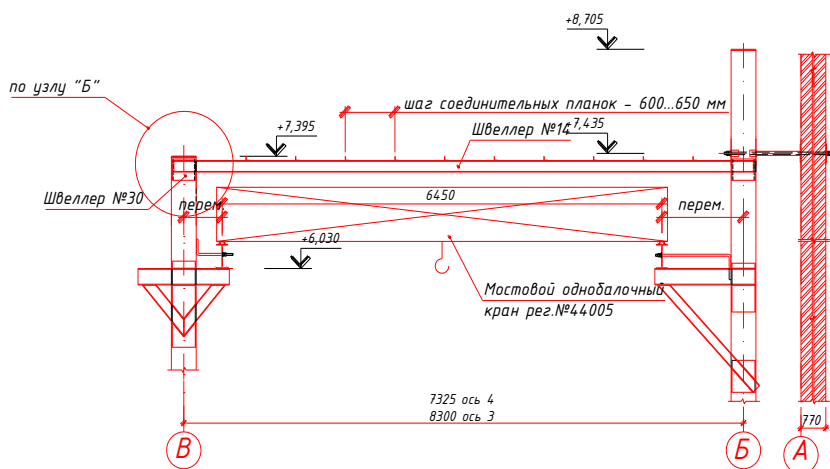


Рис. 5. Схема установки связей между трубчатыми колоннами по оси «3», «4»

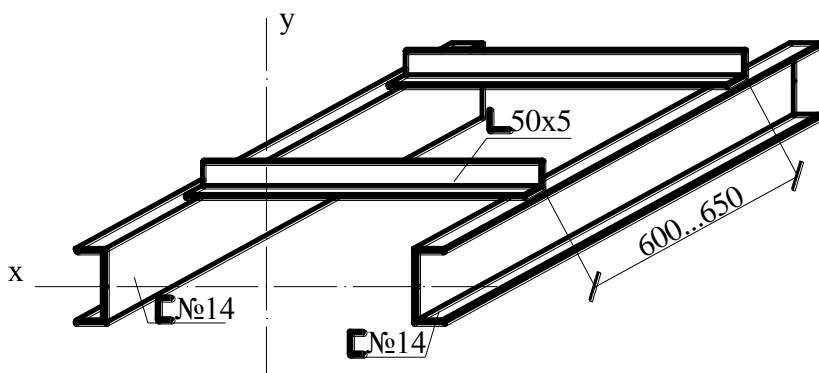


Рис. 6. Фрагмент распорки между колоннами «К-Б/3» и «К-Б/4»

ВОССТАНОВЛЕНИЕ АНТИКОРРОЗИОННОЙ ЗАЩИТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ И УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КРАНОВОЙ ЭСТАКАДЫ

В настоящее время получил распространение способ защиты металлических конструкций без удаления продуктов коррозии, так как стоимость очистки от них составляет около 40% стоимости защитных мероприятий. Предлагается состав грунтовки-преобразователя ржавчины для защиты стальных элементов конструкций от коррозии, так называемая мастика Назаровой. Мастика состоит из 160 весовых частей (в.ч.) ортофосфорной (фосфорной) кислоты, 20 в.ч. желтой кровяной соли, 56 в.ч. эпоксидной смолы и 24 в.ч. толуола. При этом ржавчина, вступающая в реакцию с кислотой и кровяной солью, превращается в нерастворимые фосфаты и берлинскую глазурь, которая связывается эпоксидной смолой. Толуол является разжижителем и в дальнейшем испаряется.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-1.04-208-2010 (02250). Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2011. – 27с.
2. ТКП 45-1.04-37-2008 (02250). Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008. – 39с.
3. ТКП 45-1.04-119-2008 (02250). Здания и сооружения. Оценка степени физического износа. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2009. – 43с.
4. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции/ Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 192с.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 36с.
6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1990. - 94с.
7. ТКП 45-5.02-82-2010 (02250). Каменные и армокаменные конструкции. Правила возведения. - Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010. - 14с.
8. Шурин А.Б., Мухин А.В., Драган В.И. Нормативные и справочные материалы для проектирования стальных конструкций. – Бр.: Издательство БрГТУ, 2014.-158.
9. Добромислов А.Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам. Справочное пособие. – М.: Издательство АСВ, 2004, - 72 с.
10. Обследование и испытание конструкций зданий и сооружений. – М.: ИНФРА-М, 2005. – 336 с.
11. Обследование и испытание сооружений: Учебн. для вузов/ О.В. Лужин и др. – М.: Стройиздат, 1987. – 263с.: ил.
12. Бойко М.Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. - Л.: Стройиздат, 1975, - 336с.
13. Золотухин Ю.Д. Испытание сооружений. - Мн.: Вышэйшая школа, 1992.-271с.
14. Беленя Е.И. Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1986.- 560 с.

УДК 69.691

**ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ
ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ СТЕНОВЫХ МАТЕРИАЛОВ НА
ОСНОВЕ ГИПСОВЫХ ИЗДЕЛИЙ**

**ENERGY SAVING WITH USING HEAT-INSULATING WALL
MATERIALS ON GYPSUM PRODUCTS BASE**

Атинян А.О., к.т.н., доц., (Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова), Жигло А.А. к.т.н., доц., (Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова), Буханова Е.С. аспирант (Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова)

Atinyan A.O, Ph. D., associate Professor, (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv), Giglo A.A. Ph. D., associate Professor, (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv), Bukhanova K. S. postgraduate student (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv)

Рассмотрена проблема энергосбережения в городском хозяйстве. В результате анализа было установлено, что использование перлита и вемикулита в качестве заполнителей является фактором значительно повышающим энергоэффективность возводимых зданий и сооружений.

In this article the energy saving problem in municipal economy is considered. As a result of the analysis was established that use of a perlite and vermiculite as fillers is a factor much increasing energy efficiency of the buildings and constructions.

Ключевые слова: энергосбережение, теплоизоляционные материалы, гипсобетон, наполнители, вермикулит, перлит, энергоэффективность.

Keywords: energy saving, heat-insulating materials, gypsum concrete, excipients, vermiculite, perlite, energy efficiency.

Современные тенденции и перспективы городского строительства в первую очередь, касаются рационального подхода к использованию энергетических ресурсов, комфортного микроклимата в помещениях и уменьшения влияния на окружающую среду. За последние несколько лет в Украине выросла стоимость энергоресурсов, что вызвало потребность в развитии энергосберегающих технологий в городском строительстве. Часто вместо термина энергосбережение употребляют слово теплоизоляция. В принципе, это допустимо, разве что первое понятие более широко и относится к экономии различных видов ресурсов. Теплоизоляционные материалы являются одним из основных механизмов энергосбережения в городском строительстве и хозяйстве. В виду этого актуальным является применение экологически чистых, легких, негорючих строительных материалов с инновационными характеристиками, чрезвычайно экономичных и эффективных. Немало важно, что производство строительных материалов с вышеперечисленными характеристиками возможно в Украине, из-за обширной сырьевой базы.

Благодаря своей универсальности, экологической безопасности и невысокой стоимости, теплоизоляционные материалы на основе гипса продолжают оставаться популярными на протяжении последних лет.

Быстрое твердение гипса и его высокие формовочные свойства дают возможность сократить производственный процесс, повысить оборачиваемость форм, наладить изготовление сборных крупноразмерных элементов зданий и снизить стоимость строительства. При сравнительно малом объемном весе изделия на основе гипса обладают достаточно высокой прочностью, низкой теплопроводностью и высокими звукоизоляционными свойствами; они легко поддаются механической обработке (пилятся, режутся, сверлятся и т. п.) и хорошо окрашиваются в различные цвета [1].

Как правило, в строительстве очень редко используются гипсовые изделия в чистом виде. Все стройматериалы, изготовленные на гипсовой основе, являются гипсобетонными. В качестве заполнителей обычно применяют кварцевый песок, керамзит, шлаковую пемзу и др.

Нередко гипсобетонные стройматериалы имеют в своем составе опилочно-стружечную массу, макулатуру, льняную костру и даже стебли камыша. В целях уменьшения показателя плотности

в гипсобетонную смесь добавляются специальные вспенивающие присадки [2].

Заполнители в гипсовых изделиях работают синергично, не только дополняя полезные свойства друг друга, но и увеличивая практическое значение используемого материала. Применяемые в качестве заполнителей материалы зачастую формируют основные технические показатели строительных конструкций. Важнейшим фактором является использование в качестве заполнителя экологически чистых материалов, а так же присадок, которые улучшают различного рода свойства (в основном прочностные и влияющие на вспенивание). При этом данные материалы должны быть не токсичными.

Благодаря быстрому схватыванию и твердению, гипс используется, в первую очередь, в качестве вяжущего при изготовлении гипсового бетона и бетонных изделий. Гипс способен хорошо связывать многие виды заполнителей: от опилок и бумаги до шлака. Изделия на основе гипсовых вяжущих имеют низкую объемную массу — 1000-1200 кг/м³. Для того, чтобы снизить объемную массу и теплопроводность изделий, гипсовое тесто затворяется избытком воды, либо в него вводятся порообразователи.

У гипсовых бетонов есть ряд слабых сторон: недостаточная водостойкость, невысокая прочность, склонность к объемной деформации, приводящей к короблению армированных изделий из гипса. Эти недостатки могут быть во многом устранены с помощью введения в его состав различных добавок. При введении некоторых полимеров в гипсобетон можно значительно повысить его водостойкость и прочность [3].

Для уменьшения расхода вяжущего и уменьшения деформации изделий при сушке в формовочную массу вводятся органические или неорганические заполнители. Но, как правило, заполнители увеличивающие теплоизоляционные свойства, в той или иной степени снижают механическую прочность гипсобетонных изделий.

Все органические заполнители – древесная стружка, опилки, древесная шерсть, солома, камыш и т.п. – в большей степени, чем минеральные, снижают прочность изделий на сжатие. Положительное значение введения органических заполнителей состоит в том, что они значительно улучшают теплотехнические свойства гипсовых элементов, эластичность, прочность на удар и

излом. Однако введение этих заполнителей, даже в малых дозах, увеличивает водопотребность гипсовой смеси на 15-20%, что соответственно удлиняет процесс сушки изделия и резко снижает (на 20-50%) прочность на сжатие. Кроме того, ухудшаются звукоизоляционные свойства.

Неорганические заполнители – песок, керамзит, шлаки и др. – обуславливают значительно лучшие показатели физико-механических свойств гипсобетона. Такие заполнители, как керамзит и песок, сильно увеличивают объемный вес и хрупкость изделий и существенно ухудшают их теплозащитные свойства [4].

При выборе минерального заполнителя предпочтение следует отдавать заполнителям с шероховатой поверхностью, так как гипс с ними сцепляется лучше. Наиболее соответствуют данным критериям – вспученный вермикулит и вспученный перлит. Помимо этого эти заполнители являются негорючими, а в отличие от неорганических, таких как керамзит, являются более легкими, теплоемкими и дешевыми в производстве. [3-6]

Таблица 1

Показатели прочности и теплопроводности гипсобетонов с наиболее распространенными наполнителями

	Гипсовермик улитобетон	Гипсоперл итобетон	Гипсокера мзитобето н	Гипсобетон на древесных опилках
<u>Прочность</u> <u>Кг/см²</u>	60-70	60-70	70	50
<u>Тепло</u> <u>проводность,</u> <u>Вт/(м·К)</u>	0,10	0,11	0,37	0,32

Вермикулит, являясь экологически чистым и практически инертным материалом, вызывает разносторонний интерес у человека. Природные вермикулиты и гидрослюда представляют собой вторичные минералы, образовавшиеся в результате гидратации слюд: биотита и флогопита. Основным и практически наиболее ценным их свойством является способность вспучиваться при нагревании, превращаясь в легкий, пористый, зернистый материал, с высокими тепло- и звукоизоляционными свойствами. Обожженные массы вермикулита также характеризуются повышенной химической и огнестойкостью, высокой кроющей

способностью, хорошо сопротивляются выветриванию, не конденсируют влагу, имеют низкий коэффициент температурного расширения. Вермикулит — это современный заменитель широко распространенного керамзита. Он так же не горюч, полностью экологичен, долговечен, однако, его теплоизоляционные свойства в 2.4 раза лучше ($0.05 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{град})$ против $1.2 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{град})$), при этом вес одинакового объема вермикулита в 4 раза меньше, что позволяет значительно облегчить давление на перекрытие и конструкцию здания [5].

Использование перлита, также, как и вермикулита в строительстве позволяет повысить характеристики тепло-звукоизоляции и пожаробезопасности возводимых сооружений, при этом значительно сократив массу и объемы конструкций. Теплоизоляционные перлитовые изделия обладают высокими физико-механическими показателями, что позволяет использовать их там, где необходимы повышенные требования к качеству теплоизоляции поверхности.

Учитывая то, что перлит — это не волокнистый материал, он абсолютно безопасен для человека, не вызывает аллергических реакций и раздражения кожи, не вредит климату помещения. С перлитом очень просто работать, проемы в стенах и углах заполнить им чрезвычайно легко. Этот материал не горит и не гниет, не вбирает влагу (водостойкий). Эффективным будет его применение в местах, где существует опасность доступа дождя и образование конденсата.

Но более распространенным в строительстве и городском хозяйстве чем перлит на данном этапе в качестве наполнителя гипсобетона является применение вермикулита. С каждым годом растет объем применения вермикулито-ячеисто-бетонных изделий при монолитном многоэтажном строительстве для устройства наружных стен в пределах этажа. Расчеты показывают, что толщина стен из ячеисто-бетонных блоков с наполнителем из вермикулита при плотности $400\text{-}500 \text{ кг}/\text{м}^3$ составляет 25 см, что является важным этапом в энергосберегающей программе Украины. Важным элементом ограждающих конструкций является наружная и внутренняя отделка. Анализ зарубежного строительного опыта показывает, что для отделки как наружных, так и внутренних поверхностей стен ячеисто-бетонными блоками в основном используются легкие теплоизоляционные гипсовые и известковые

штукатурки на основе перлита и вермикулита. Причем практика свидетельствует, что вермикулитовые штукатурки отличаются более высокими адгезионными свойствами чем перлитовые. Это связано со слоистой структурой и более высокой упругостью частиц вспученного вермикулита, состоящих из множества гибких слюдяных слоев. В целом способность вспученного вермикулита упругопластически деформироваться даже при незначительных нагрузках обеспечивает релаксацию напряжений на границе между штукатуркой и оштукатуренной основой, в отличие от традиционных типов штукатурок, склонных в условиях деформирующих нагрузок к растрескиванию и отслаиванию.

Использование перлита и вермикулита в качестве заполнителей гипсобетонов является фактором, значительно повышающим энергоэффективность используемых конструкций за счет значительного улучшения теплотехнических показателей, (как мы видим из таблицы 1, удельная теплоемкость перлитобетонов и вермикулитобетонов имеет наилучшие показатели), а также позволяет значительно облегчить конструктивы и, соответственно, уменьшая давление на грунт и вес зданий в целом позволяет экономить строительные материалы удешевляя строительство зданий и сооружений. А с учетом того, что энергосбережение является инструментом повышения экономических показателей страны, снижением бюджетных расходов, а также решением многих природоохранных проблем, использование легких, энергоэффективных материалов на основе гипса и экологически чистых наполнителей является актуальной задачей в решении этого вопроса [6].

1. Статьи о строительстве и ремонте: [Электронный ресурс] // Изделия на основе гипса: <http://stroy-server.ru/notes/izdeliya-na-osnove-gipsa>. 2. Гипсовое оборудование: [Электронный ресурс] // Современные строительные материалы из гипса: <http://china-gypsum.ru/2015/06/sovremennye-stroitelnye-materialy-iz-gipsa/>. 3. Обзор строительных материалов из гипса: [Электронный ресурс] // гипсовые бетоны и бетонные изделия: <https://samaragips.ru/company/gips-news/662/>. 4. Аналитика / Гипсобетон: [Электронный ресурс] // Нормативные требования и применение: <http://www.stp71.ru/analitic/gipsobeton.shtml>. 5. Атинян А. О. Перспективы применения вермикулита в Украине [Текст]/А.О. Атинян., О. В. Кондращенко // Вісник національного технічного університету «ХПІ». -Харків, 2006. -Вип.43. -С.92-96. 6. Атинян А.О. Вермикулитовая теплоизоляция и огнезащита при реконструкции зданий и сооружений [Текст]/А.О. Атинян., О. В. Кондращенко // Вісник національного технічного університету «ХПІ». -Харків, 2007. -Вип.31. -С.58-63. 7.

УДК 624.191.1

НОВІ ТЕХНІЧНІ РІШЕННЯ РЕСУРСОЗБЕРІГАЮЧИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА ТУНЕЛІВ В УКРАЇНІ

NEW TECHNICAL SOLUTIONS SAVING TECHNOLOGIES IN THE CONSTRUCTION OF TUNNELS UKRAINE

Ільчук Н.І. к.т.н., Шафранська О.З. аспірант (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Ichuk N.I. candidate of technical sciences, Shafranska O.Z. postgraduate (Lutsk National Technical University, Lutsk)

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

In this paper, grounded technical solutions of modern technologies of underground construction structures for various purposes, to ensure their stability, durability, reliability, durability and efficiency at all stages of the life cycle (construction, operation, reconstruction) in complex geological conditions, the improvement of existing technologies and development of new equipment.

Ключові слова:

Ресурси, підземні споруди, ґрунти, тунелі.

Resources, underground structures, soils tunnels.

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

В сучасному будівництві існують деякі проблеми, а саме: необхідність збереження земельного фонду України; нового будівництва в умовах виключного дефіциту незабудованих територій в великих містах; реконструкції історичних центрів міст із спорудженням нових будівель та споруд і влаштуванням сучасних комунікацій; використання непридатних для наземної забудови територій із складними інженерно-геологічними умовами; економії енергії при експлуатації будівель та споруд; збереження оточуючого природного середовища зробили актуальним раціональне використання підземного простору.

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

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

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

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

Серед ряду технічних, соціально-економічних і екологічних факторів, що впливають на доцільність та перспективи освоєння

підземного простору великих міст, важливу роль відіграє врахування інженерно-геологічних умов при будівництві підземних об'єктів.

Перспективними і ефективними напрямками у вирішенні задач спорудження виробок при їх будівництві та реконструкції, які розробляються вітчизняними вченими за останні роки, є цілеспрямоване вивчення аналітичними та експериментальними методами поведінки системи "кріплення - ґрунтовий масив" з метою вибору найбільш раціональних, з точки зору безпеки та економічної ефективності будівельних конструкцій. Все це в значній мірі впливає на розробку сучасних технологій підземного будівництва споруд різного призначення в складних інженерно-геологічних умовах.

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

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

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

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

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

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

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

Показано, що при продавлюванні в ґрунтовий масив з різномірними пластовими та водонасиченими утвореннями збірної конструкції кріплення стовбура інтенсивність бокового тиску по висоті має нелінійний або кусочно-лінійний характер, а максимальні напруження стиску та згинаючі моменти в перерізі обробки виникають в межах нижчих водонасичених та щільних ґрунтів.

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

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

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

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

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

- технологія проведення горизонтальних виробок великого перерізу (станційні тунелі, камери з'їздів, блоки технічних

приміщень, суміщені тягові підстанції й інші) суцільним вибоєм;

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

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

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

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

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

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

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

умовах були розроблені конструкційні обробки з універсальних залізобетонних блоків.

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

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

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

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

Значне збереження матеріальних, трудових, енергетичних і, в кінцевому підсумку, грошових ресурсів при будівництві, експлуатації, реконструкції підземних об'єктів в виробках різноманітного призначення, що споруджуються в складних інженерно-геологічних умовах, може бути досягнуто реалізацією системного підходу до створення високоефективних технологій шляхом повного використання несучої та огорожувальної

здатності ґрунтів виробки; нових конструкцій тимчасового кріплення; впровадженням новітніх технологій проходки і виконання супутніх робіт; розробки несучих та огорожуючи конструкцій постійного кріплення нового типу; використання матеріалів для підземних конструкцій з високими експлуатаційними властивостями; утилізації побіжних матеріалів гірничої маси; нових принципів діагностики, проектування ремонтних систем для підземних конструкцій, що експлуатуються протягом тривалого часу; раціонального проектування підземних і заглиблених споруд за критерієм оптимізації сукупних витрат на спорудження і експлуатацію об'єктів.

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

1. СНиП 12-03-01. Безпека праці в будівництві. Загальні вимоги. 2. Ільчук Н.І. Міський транспорт: навчальний посібник. Л.:РВВ ЛНТУ, 2010. 128 с. 3. Литвинов О.О; Беляков Ю.І. та інших. "Технологія будівельного виробництва" Київ: Вища школа.1984г. 4. ЕНиР "Земляні роботи" М.: Стройиздат 1989г. 5. ДБН В.2.3-22 - 2009 «Споруди транспорту. Мости і труби. Основні вимоги проектування» 6. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ». 7. ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. 8. Стальные конструкции. СНиП II-23-81*.

УДК 628.88

**ВИЗНАЧЕННЯ ПРОБЛЕМ ТА ОСОБЛИВОСТЕЙ
ВИКОРИСТАННЯ ВІДНОВЛЮВАНИХ ДЖЕРЕЛ ЕНЕРГІЇ,
ВИЯВЛЕНИХ В РЕЗУЛЬТАТІ ПРОВЕДЕННЯ
ЕНЕРГЕТИЧНОГО АУДИТУ БУДІВЕЛЬ У РЕГІОНАХ
УКРАЇНИ**

**IDENTIFY ISSUES AND USE OF RENEWABLE ENERGY
SOURCES IDENTIFIED IN THE RESULT OF THE ENERGY
AUDIT OF BUILDINGS IN THE REGIONS OF UKRAINE**

Пахолюк О.А. к.т.н., доц., Шимків Т.Ф., аспірант (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Pakholiuk O.A. candidate of technical science, associate professor, Shymkiv T.F., graduate student (Lutsk national technical university, Lutsk)

У статті наведено основні передумови використання нетрадиційних і поновлювальних джерел енергії, виявлених дослідним та теоретичним шляхом в результаті проведених енергетичних аудитів.

From across a wide range of renewable energy the most widely used tools to provide buildings with electric and thermal energies. To produce electrical energy is most often used wind turbine and solar panels. Thermal energy enters the building through the use of heat pumps and solar air and liquid collectors. For efficient use of renewable energy sources in heating and hot water it is necessary to create a closed hot water system and independent heating system, as well as to reconstruct and modernize thermal units. In power supply systems and lighting necessary to apply a system of effective industrial lighting and appliances and devices with low power consumption.

Ключові слова: нетрадиційні і поновлювальні джерела енергії, вітроелектричні установки, сонячні батареї, теплові насоси, енергоаудит, термомодернізація будівель

Keywords: alternative and renewable sources of energy, wind turbine, solar panels, heat pumps, energy audits, thermal modernization of buildings

Вперше на законодавчому рівні в Україні визначення терміну нетрадиційні і поновлювальні джерела енергії було дано в Законі України "Про енергозбереження" від 1 липня 1994 року (остання редакція від 09.05.2015) [1]. За визначенням - це джерела, що постійно існують або періодично з'являються в навколишньому природному середовищі у вигляді потоків енергії Сонця, вітру, тепла Землі, енергії морів, океанів, річок, біомаси.

У 2003 році було прийнято Закон України "Про альтернативні джерела енергії" [2], яким визначено правові, економічні, екологічні та організаційні засади використання альтернативних джерел енергії та сприяння розширенню їх використання у паливно-енергетичному комплексі. З усієї широкої гами відновлюваних джерел енергії найширше застосовуються засоби для забезпечення будівель електричною та тепловою енергіями.

Для отримання електричної енергії найчастіше застосовують вітроелектричні установки (ВЕУ) та сонячні батареї. Теплова енергія надходить в будівлі за рахунок використання теплових насосів та сонячних рідинних і повітряних колекторів. Усе частіше при новому будівництві відновлювані джерела енергії займають позицію дублювальних або допоміжних енергетичних установок, а також спостерігається чітка тенденція до зростання кількості випадків застосування таких систем в якості основних енергетичних установок. При встановленні цих систем забудовники, як правило, орієнтуються на зведення енергоощадних будинків, потребу в енергоспоживанні яких можна буде покрити за рахунок відновлювальних ресурсів.

На сьогоднішній день існують три типи електрогенеруючих установок: мережеві, автономні та гібридні. Мережеві установки генерують електроенергію у загальну електромережу. Споживач при цьому отримує електроенергію виключно з мережі. У випадку відсутності струму в мережі споживач також буде знеструмлений. Такий вид генеруючих систем почав набирати популярності після запуску в дію «зеленого тарифу» для приватних осіб.

Автономні установки застосовуються в місцях віддаленого розташування будівель або при відсутності місцевої електромережі.

Вони розраховані на виробництво електроенергії лише для локальної будівлі (групи будівель) і є повністю незалежними.

Гібридні установки дають можливість користуватись сильними сторонами обох попередніх варіантів: вони є повністю незалежними і, в той же час, дозволяють генерувати в мережу електроенергію за «зеленим тарифом».

Можливості використання вітрової енергії у різних регіонах України неоднакові. Для нормальної роботи вітрових двигунів швидкість вітру не повинна падати у середньому за рік нижче за 4...5 м/с, а краще, коли вона становить 6...8 м/с. Проте для цих установок шкідливими є і надто великі швидкості вітру (урагани), які можуть їх зруйнувати. Найбільш сприятливими регіонами для використання вітрової енергії є узбережжя морів, степи, гірські райони. Найефективніше вітрова електроустановка (ВЕУ) використовується у місцях, де відсутнє централізоване енергопостачання, немає таких перешкод, як висотні будинки, пагорби та достатній вітровий потенціал. Розмір ВЕУ залежить від передбачуваного використання. Основною характеристикою, що визначає розмір цих систем, є потужність вітроагрегата. Наприклад, для роботи на мережу можливе застосування ВЕУ потужністю 50 кВт і вище. ВЕУ меншої потужності зазвичай використовуються як автономні. Наприклад, ВЕУ для електропостачання житлового будинку може бути потужністю від декількох сотень Вт до 10 кВт залежно від навантаження і енергоспоживання.

При виробництві електричної енергії застосовуються наступні різновиди вітроелектричних установок: з горизонтальною (HAWT) і вертикальною (VAWT) віссю обертання.

Середньорічна кількість сумарної сонячної радіації, що поступає на 1 м² поверхні, на території України знаходиться в межах: від 1070 кВт·год./м² в північній частині України до 1400 кВт·год./м² і вище в АР Крим.

Потенціал сонячної енергії в Україні є достатньо високим для широкого впровадження як теплоенергетичного, так і фотоенергетичного обладнання практично в усіх областях. Термін ефективної експлуатації геліоенергетичного обладнання в південних областях України - 7 місяців (з квітня по жовтень), в північних областях 5 місяців (з травня по вересень). Фотоенергетичне обладнання може достатньо ефективно експлуатуватися на протязі всього року. Перетворення сонячної

енергії в електричну енергію в умовах України слід орієнтувати в першу чергу на використання фотоелектричних пристроїв.

В кліматометеорологічних умовах України для сонячного теплопостачання ефективним є застосування плоских сонячних колекторів, які використовують як пряму, так і розсіяну сонячну радіацію. Концентруючі сонячні колектори можуть бути достатньо ефективними тільки в південних регіонах України.

Зараз існують такі напрями використання сонячної енергії: одержання електроенергії, побутового тепла, високотемпературного тепла в промисловості і на транспорті. Найбільших успіхів досягнуто в установках так званої "малої енергетики".

Для одержання електроенергії найперспективнішим вважається метод безпосереднього перетворення сонячного випромінювання на електричну енергію за допомогою напівпровідникових фотоелектричних генераторів (сонячних батарей).

Ще одним джерелом відновлюваної енергії виступають теплові насоси. Вони незамінні в багатьох випадках, і їх рекомендують встановлювати, коли немає магістрального газу або вартість його підключення необґрунтовано висока, так як опалення будинку на рідкому паливі у вигляді дизельного пального, рідкого газу, та інших видах палива для твердопаливних котлів не витримує конкуренції за експлуатаційними витратами, з безпеки і комфорту в будинку і на ділянці. Вартість установки теплового насоса практично порівнянна з вартістю таких високоякісних брендів котельного обладнання як Buderus і Viessmann.

Тепловий насос є джерелом енергії для системи опалення та гарячого водопостачання, а також одночасно можливим джерелом для системи кондиціонування. Основна відмінність теплового насоса від інших генераторів теплової енергії (електричних, газових і дизельних) полягає в тому, що при виробництві тепла до 80 відсотків енергії витягується з навколишнього середовища.

Використання значного потенціалу відновлюваних джерел енергії можливе не тільки в нових будівлях, але і в будівлях, що уже експлуатуються протягом певного періоду.

Переважає більшість житлових будинків - близько 10 млн (з них багатоповерхівок 5 і більше поверхів – 106 тис.), а це приблизно 90%, було зведено за часів Радянського Союзу і навіть раніше [3]. Настільки тривалий термін експлуатації неминуче відбивається на стані та роботоздатності як зовнішніх

огороджувальних конструкцій, так і інженерних мереж будівлі. Тому перше, що необхідно зробити перед розглядом можливості і варіантів застосування відновлюваних джерел енергії в системах енергопостачання будівлі – це провести якісний енергоаудит.

Енергетичний аудит (енергетичне обстеження) передбачає визначення ефективності використання паливно-енергетичних ресурсів та розроблення рекомендацій щодо її поліпшення [1]. Також – це вид діяльності, спрямований на зниження споживання паливно-енергетичних ресурсів (ПЕР) суб'єктами господарювання, який полягає у проведенні енерготехнологічної і техніко-економічної експертизи, веденні обліку ПЕР, а також у розробленні та обґрунтуванні енергоощадних заходів [4].

Метою енергоаудиту є: [5]

- визначення джерел нераціональних енергозатрат та не виправданих втрат енергії
- визначення показників енергетичної ефективності
- визначення потенціалу енергозбереження та підвищення енергетичної ефективності

- розробка цільової, комплексної програми енергозбереження

Якісне проведення енергетичного аудиту, достовірність отриманої інформації та зроблених висновків залежать як від кваліфікації енергоаудитора, так і від наявних технічних засобів.

Проведення енергетичного аудиту (ЕА) передбачає певний перелік робіт, який залежить від виду об'єкта та поставленої перед енергоаудиторами задачі [6].

Значну кількість будинків в Україні становлять «хрущовки», «сталінки» та 9-16 поверхові панельні будівлі. Вони є одними з основних споживачів енергії, тому проведення їх енергоаудитів є першочерговим завданням.

Стан будівельних конструкцій більшості з них є задовільним і не потребує капітальних ремонтних робіт. А от рівень утеплення зовнішніх огорожувальних конструкцій не задовільняє не тільки актуальні вимоги з енергозбереження, але й значно старіші норми. Тому через будівельні конструкції старих будівель втрачається у кілька разів більше теплової енергії, ніж в сучасних будівлях. В середньому таким чином втрачається 20-30 % теплової енергії.

Великі тепловтрати - близько 15-25% - відбуваються також через старі вікна. Крім низьких теплотехнічних характеристик,

вікна до того ж недостатньо герметичні. У деяких будівлях площа вікон занадто велика - їх розмір не пов'язаний з потребою раціонального освітлення внутрішніх приміщень денним світлом, що раніше було результатом архітектурних тенденцій, запозичених у країнах з теплим кліматом. Крім того існують теплові втрати через дах, оцінювані в 10-25 %, і підвал - до 6 % [7].

Складність виправлення ситуації в тому, що житло не знаходиться у власності обмеженої кількості власників, а створення ОСББ, хоч і набирає обертів, проте на даний час не охоплює вагомій частки житла. Через це утеплення в багатьох випадках проводиться локально (що призводить до поступового руйнування конструкцій) і не носить системного характеру.

Системи опалення, водопостачання та водовідведення в експлуатованих будівлях були розраховані на термін експлуатації 25 років і в багатьох випадках він вже давно вийшов. Системної заміни і обслуговування комунікацій не відбувалось.

Крім того, старі системи опалення з самого початку були запроєктовані з надмірним в кілька разів теплоспоживанням. Морально і технічно застарілі теплові пункти, гідравлічно розрегульовані системи через несанкціоноване втручання користувачів (заміна радіаторів, трубопроводів і т. д.), засмічені трубопроводи, відсутня теплоізоляція в неопалюваних підвалах - це далеко не повний перелік недоліків старих систем опалення. З такими системами, навіть утеплити будівлю, неможливо економити енергію і створювати комфортні умови для проживання.

Ще одна причина великого споживання теплової енергії - це відсутність її обліку у кожного споживача (квартири/користувача), що не стимулює індивідуальне економне теплоспоживання. В деяких містах теплові мережі почали встановлювати лічильники тепла на будинки, які приєднані до централізованих систем теплопостачання. Це відбувається як за рахунок мешканців будинків, так і за кошти теплових мереж міст. Це перший крок до модернізації системи теплопостачання і опалення. Він дає змогу мешканцям будинку сплачувати за реально «використане» тепло, а працівникам теплових мереж - мати реальні показники витрати теплоносія по системі.

Отже, в усіх будівлях, побудованих за старими будівельними нормами (введених в експлуатацію до 1993 року), а також в значній кількості будівель, що введені в експлуатацію пізніше, для

зниження вартості комунальних платежів необхідна термомодернізація.

Сенс термомодернізації багатоповерхового або приватного малоповерхового будинку полягає у застосуванні енергоефективних заходів, які дають значне скорочення енергоспоживання. В результаті, при неминучому підвищенні вартості енергоносіїв, плата за комунальні послуги зменшується, а їх якість поліпшується. Реалізують термомодернізацію шляхом додаткового утеплення будівлі з обов'язковою модернізацією системи опалення. Утеплення будівлі без модернізації системи опалення не дає позитивного результату в економії енергії і навіть часто призводить до негативного результату - збільшення енергоспоживання. При термомодернізації модернізують також системи гарячого водопостачання та освітлення. Застосування всього комплексу таких заходів дозволить знизити споживання на 60-70%.

Заміна старого індивідуального теплового пункту на тепловий пункт з погодною корекцією дозволить знизити споживання теплової енергії до 25%, а балансування системи опалення автоматичними балансувальними клапанами - додасть ще 8-10 % економії.[7]

Системи опалення, що працюють з використанням відновлювальних джерел енергії, є низькотемпературними. Тому питання теплоізоляції труб, підлоги та інших конструкцій стоїть досить гостро.

Для обігріву приміщення водяним або повітряним тепловим насосом краще використовувати не звичайні радіатори, а систему теплої підлоги. Геотермальні теплові насоси здатні якісно обігріти тільки добре утеплені приміщення. Якщо тепловтрати у вашому будинку складають більше 100 Вт/м^2 , встановлення такого обладнання втрачає сенс [8].

Тому можна вважати, що застосування відновлювальних джерел енергії у нетермомодернізованих будівлях є повністю неефективним.

Для ефективного використання відновлювальних джерел енергії у системах теплопостачання і гарячого водопостачання необхідно провести наступні заходи:

1. Створення закритої системи гарячого водопостачання та незалежної системи опалення.

2. Реконструкція та модернізація теплових пунктів, впровадження автоматизованих теплових пунктів.

Для ефективного використання відновлювальних джерел енергії у системах електропостачання і освітлення необхідно провести наступні заходи:

1. Застосування систем ефективного виробничого освітлення (використання енергоефективних ламп, впровадження електронної пускорегулювальної апаратури, запровадження систем контролю за освітленням при активізації використання денного світла, встановлення датчиків присутності).

2. Застосування приладів і пристроїв із низьким енергоспоживанням (холодильник, плита, пральна машина, посудомийна, кондиціонери, телевізори, автомобілі).

1. Закон України «Про енергозбереження» [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <http://zakon5.rada.gov.ua/laws/show/74/94-%D0%B2%D1%80>.

2. Закон України «Про альтернативні джерела енергії» [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <http://zakon5.rada.gov.ua/laws/show/555-15>.

3. Централізоване теплопостачання та опалення. Проблеми та рішення. Частина 1 [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <http://eircenter.com/ua-analiitika/czentralizovane-teplopostachannya-ta-opalennya-problemi-ta-rishennya-chastina-1/>.

4. ДСТУ 4065-2001 Енергозбереження. Енергетичний аудит. Загальні технічні вимоги (ANSI/IEEE 739-1995, NEQ).

5. Енергоаудит [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <http://kyivesko.com.ua/poslugi/energoaudit#%D0%BC%D0%B5%D1%82%D0%B0>

6. Енергоаудит [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <http://www.zond-ndt.com/index.php/uk/2010-10-29-07-22-16/2010-10-29-07-51-37>.

7. Термомодернізація – шлях до економії [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <http://www.patriot-nrg.ua/ukr/savings/view/139>.

8. Теплові насоси для опалення – різновиди і характеристики [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <http://remontu.com.ua/teplovi-nasosi-dlya-opalennya-riznovidi-i-xarakteristiki>.

З М І С Т

Сучасні будівельні технології

Висоцька Л.М., Журавський О.Д., Савенко В.І., Кислюк Д.Я.	Використання ефективних антикорозійних екологічно чистих засобів	3
Задерей П.В., Самчук В.П.	Комп'ютерні технології проектування будівельних конструкцій в AUTODESK INVENTOR	10
Михальков Д.В.	Получение щебня узкофракционного гранулометрического состава как крупного заполнителя для бетона и железобетона	17
Парфентьева І.О., Михальчук Т.Г., Шафранська О.З.	Нові технології швидкого та економічного зведення житлових будинків	25
Сиваченко Л.А. Богданович І.А.	Вибровалковый измельчитель и основы его проектирования	32
Сотник Л.Л. Смаль М.В., Дзюбинська О.В.	Аналіз ефективності використання бетонного брухту при виготовленні ФЕМ	39

Ефективні будівельні матеріали, їх властивості та технології виготовлення

Дворкін Л. Й., Бабич Є. М., Степасюк Ю. О., Ковальчук Т. В.	Проектування складів фібробетону із застосуванням експериментально- статистичних моделей	45
Марко О.Ю., Корбут Е.Е.	Влияние добавки «УКД-1», содержащей углеродный наноматериал, на физические и механические свойства цемента	59
Олех В.В.	Неметалева композитна склопластикова арматура як будівельний матеріал майбутнього	67
Семенюк С.Д., Мельянцова І.І., Кузьміна А.А., Подголін А.Г.	Експериментально-статистическая оценка прочностных и деформативных свойств легкого бетона на основе керамзита заводов Беларуси	74
Чепурна С.М., Жидкова Т.В., Чепурна М.Є.	Підвищення водонепроникності бетонів з добавкою високодисперсною крейдою	85

Сучасні методи розрахунків у будівництві

Бондарський О.Г., Руський С.І., Ужегова О.А., Ужегов С.О.	Розрахунок на міцність згинальних елементів таврового профілю	92
Задорожнікова І.В., Ужегова О.А., Ротко С.В., Гордієнко А.В.	Порівняння роботи монолітних балок перекриття в програмному комплексі ЛІРА	100
Клюка О. М.	Скорегований метод розрахунку міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі	110
Кислюк Д.Я.	Визначення зусиль в двшарнірних залізобетонних арках з врахуванням перерозподілу зусиль при повторних навантаженнях	118
Максимович О.В., Лавренчук С.В.	Визначення напружень біля кругового штампу та тріщин у ізотропній півплощині	126
Мікуліч О.А., Шваб'юк В.І.	Моделювання напруженого стану ґрунтових порід при добуванні сланцевого газу за динамічного удару	137
Нікітюк Ю. В., Ротко С. В.	Розрахунок ізоляції повітряного шуму акустично однорідної перегородки методом побудови частотної характеристики і прямим розрахунком	145
Пасічник Р.В.	Дослідження збіжності розрахунку методом скінченних елементів та методом скінченних різниць	152
Ротко С. В., Шваб'юк В.І., Ротко В.О., Матіяшук А.В.	До проблеми розробки нових неklasичних теорій згину оболонок, пластин і балок. Проблеми та принципи побудови класичної та уточнених деформаційних теорій першого рівня для ізотропних пластин і стрижнів	158
Сунак П.О., Синій С.В., Мельник Ю.А., Боярчук Б.А., Парасюк Б.О.	Визначення надійності ростягнутих сталевобетонних елементів	166

Ужегов С.О.	Дослідження впливу окремих факторів на міцність сталевібробетону методом математичного планування експерименту	174
Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Маткова А.В., Шваб'юк В.В.	До проблеми розробки нових некласичних теорій згину оболонки, пластин та балок. Проблема побудови уточнених деформаційних теорій вищого рівня для оболонки, пластин та балок	184
<i>Дослідження і проектування ефективних конструкцій, будівель та споруд</i>		
Бабич В.Є., Борейчук Л.М.	Дослідження короточасних прогинів та ширини розкриття тріщин в згинальних залізобетонних елементах	192
Гапонова Л.В., Гребенчук С.С.	Решение температурных задач для неоднородной многослойной конструкции	199
Зятюк Ю.Ю.	Робота залізобетонних балок підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах при дії малоциклових навантажень	215
Кичаева О.В., Убийвовк А.В.	Механизм разрушения кирпичной кладки при одноосном сжатии балки-стенки, опирающейся на разномодульные материалы (Экспериментальные исследования)	223
Колякова В.М., Божинський М.О., Фесенко О.А.	Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити	232
Конончук О.П.	Дослідження товщини захисного шару та діаметру арматури магнітним методом	240
Масюк Г.Х., Алексієвець І.І., Войтович О.В.	Експериментально-теоретичні дослідження міцності та граничної деформації бетону позакентровано стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень	248
Павлюк А.П.	Робота балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину	259
Пахолук О. А., Яцинський А. Л.	Визначення максимальної швидкості повітряного потоку в забудові	266
Семенюк С.Д., Кумашов Р.В., Кетнер Э.А., Семенюк Е.Я.	Несущая способность плит тормозного участка испытательного полигона РУПП «Белорусский автомобильный завод»	274

Смоляр А.М., Мірошкіна І.В., Юрченко С.В.	Зміцнення елементів перекриття за допомогою будівельного вигину	284
Філіпчук С.В., Караван Б.В., Іванюк А.М., Чапюк О.С., Гришкова А.В.	Дослідження роботи бетонних призм з високоміцних бетонів	292
Чапюк О.С., Філіпчук С.В., Караван Б.В., Гришкова А.В.	Залежність міцності зчеплення пінобетону з композитною склопластиковою арматурою від довжини анкерування	301
<i>Технічний стан, реконструкція та підсилення будівель та споруд</i>		
Бутенко А.А., Кичаєва О.В.	Уроки аварій сталевих силосов и их фундаментов	308
Главацький О. З.	Архітектурно-просторові характеристики місць підвищеної кримінологічної небезпеки у м. Львові	316
Кух С.П.	Аналіз роботи підсиленних залізобетонних конструкцій при малоциклових навантаженнях	324
Опанасюк І.Л., Данилов С.В.	Восстановление эксплуатационных качеств железобетонных колонн	329
Семенюк С.Д., Ильиных И.В., Кетнер Э.А., Алехнович С.В.	Техническое состояние и рекомендации по восстановлению эксплуатационных качеств крановой эстакады локомотивного депо Могилев	336
<i>Енергозберігаючі технології у будівництві.</i>		
<i>Пасивний будинок</i>		
Атинян А.О., Жигло А.А., Буханова Е.С.	Энергосбережение при использовании теплоизоляционных стеновых материалов на основе гипсовых изделий	345
Ільчук Н.І., Шафранська О.З.	Нові технічні рішення ресурсозберігаючих технологій будівництва тунелів в Україні	351
Пахолук О.А., Шимків Т.Ф.	Визначення проблем та особливостей використання відновлюваних джерел енергії, виявлених в результаті проведення енергетичного аудиту будівель у регіонах України	358

Наукове видання

**СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ У
БУДІВНИЦТВІ**

Збірник наукових праць

Випуск 5

Верстка С.О.Ужегов

Редактор В.І.Шваб'юк

Підписано до друку 11 жовтня 2016 р. Формат 60 × 84 1/16.
Папір офсетний

Гарнітура Times New Roman. Друк трафаретний.
Умовн.друк.арк. 23,625. Тираж 100 пр. Зам. №12

Віддруковано РВВ Луцького НТУ, 43018, м.Луцьк, вул. Львівська, 75
Свідоцтво Держкомтелерадіо України ДК №4123 від 28.07.2011 р.