

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 1

Київ – КНУБА – 2017

Зареєстрований Міністерством юстиції України (свідоцтво КВ 22149-12049Р від 23.05.2016).

Матеріали збірника схвалені на засіданні Вченої ради університету і рекомендовані до видання (протокол № 53 від 31 березня 2017 р.).

Наведені результати наукових досліджень будівельних конструкцій, методи розрахунку будівельних конструкцій, використання нових прогресивних матеріалів в будівельних конструкціях, методи підсилення будівельних конструкцій, будівель та споруд.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних організацій та виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів навчальних закладів будівельного напрямку.

Редакційна колегія

Журавський О.Д., к.т.н., доцент – відповідальний редактор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Білик С.І.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Бойко І.П.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Клімов Ю.А.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Кріпак В.Д.**, к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Станкевич А.М.**, к.т.н., доцент (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Усаковський С.Б.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Колякова В.М.**, к.т.н., доцент – відповідальний секретар (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Бабич Є.М.**, д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Бамбура А.М.**, д.т.н., професор (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій); **Бліхарський З.Я.**, д.т.н., професор (Національний університет «Львівська політехніка»); **Давиденко О.І.**, д.т.н., професор (Національний університет біоресурсів і природокористування України); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури); **Павліков А.М.**, д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка); **Савицький М.В.**, д.т.н., професор (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Шмуклер В.С.**, д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова).

Адреса редколегії: 03037, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, НУБА.

ISSN 2522-4182

©Київський національний університет
будівництва і архітектури, 2017

**НЕСНА ЗДАТНІСТЬ ПРОСТОРОВИХ ПЛАСТИНЧАТИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

**НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПЛАСТИНЧАТЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

LOAD CARRYING CAPACITY OF SPATIAL PLATE STRUCTURES

Дехтяр А.С., д.т.н., проф., Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури

Дехтярь А.С., д.т.н., проф., Национальная академия изобразительных искусств и архитектуры

Dekhtyar A. Sci.D, Prof., National academy of fine arts and architecture

Розглянуто задачу про несність пластинчатих просторових конструкцій при дії рівномірного поперечного навантаження. Для отримання верхніх оцінок застосовано кінематичний метод граничного навантаження у формі теорії ліній текучості. Вивчено три можливі форми вичерпання несності. Всі оцінки отримано в замкнутій формі. Зроблено необхідні порівняння.

Рассмотрена задача о несущей способности пластинчатых пространственных конструкций при действии равномерной поперечной нагрузки. Для получения верхних оценок применен кинематический метод теории предельного равновесия в форме теории линий текучести. Изучены три возможные формы исчерпания несущей способности. Все оценки получены в замкнутой форме. Проведены необходимые сравнения.

A load carrying capacity problem of plate spatial structures is considered. The transversal loading is uniformly distributed. The kinematical method of limit equilibrium theory is applied in the form of the yield lines theory. Three possible smash forms are studied. All estimations are got in the closed form. Necessary comparisons are done.

Ключові слова:

Пластинчаті системи, несна здатність, гранична рівновага.

Пластинчатые системы, несущая способность, предельное равновесие.

Plate structures. load carrying capacity, limit equilibrium.

Поява потужних бетононасосів і значний розвиток опалубкових робіт протягом останніх десятиліть обумовили в цивільному будівництві перехід до

монолітних конструкцій і призвели до майже повного витиснення збірного залізобетону, зокрема фактично зникло спорудження багатоповерхових будинків з об'ємних блоків. Проте й досі є галузі будівництва, де застосування готових об'ємних блоків є економічно і технічно доцільним. Це – одно- і двоповерхові торговельні приміщення, трансформаторні підстанції і насосні станції на магістральних трубопроводах, гаражі, складські приміщення, перепускні і контрольні пункти, а також тимчасові споруди на будівельних майданчиках.

Об'ємні блоки – достатньо вивчені конструкції, якщо йдеться про напруження і деформації, які виникають при виготовленні, транспортуванні, монтажі і в стадії експлуатації. Проте на початкових етапах проектування докладні розрахунки не потрібні, достатньо лише оцінити несність конструкції в цілому, застосовуючи наближені і спрощені підходи. Дотепер несність просторових блоків не вивчалася.

Нижче розглянуто модельну задачу про несну здатність пластинчастої конструкції (рис.1) при дії рівномірного поперечного навантаження, прикладеного до верхньої або до нижньої плити. Матеріал конструкції – ідеальний жорсткопластичний з

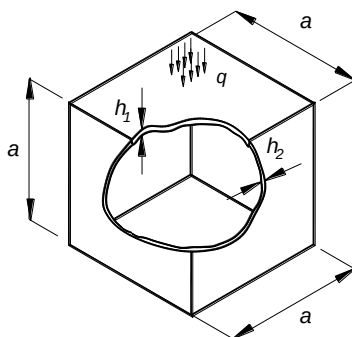


Рис.1

неоднаковими границями текучості σ^- при стиску і σ при розтягу, причому $\sigma^- \gg \sigma$. Така модель матеріалу досить точно відповідає механічній поведінці конструкційного залізобетону.

Введемо такі позначення a – довжина ребра кубічного замкнутого блоку, h_1 – однакова товщина верхньої і нижньої плити, h_2 – товщина стінки, q – інтенсивність рівномірного навантаження. Прийнято також, що блок опирається по контуру нижньої плити.

Для оцінки несності нижче застосовано кінематичний метод теорії граничної рівноваги з залученням поняття про зосереджені пластичні деформації (лінії

текучості) [1,2]. Кінематичний метод дозволяє отримувати верхню оцінку граничного навантаження.

При навантаженні верхньої плити можливі декілька форм вичерпання несності конструкції. Перша з них – руйнування самої лише верхньої плити як пластини, затисненої по всьому контуру. Відповідна верхня оцінка несності добре відома [1], і становить

$$q = 12m_0 a^{-2}. \quad (1)$$

Тут m_0 – граничний погонний згинальний момент Для прийнятого «нестисливого» матеріалу $m_0 = 0,5\sigma h_1^2$.

Далі замість товщин h_1, h_2 використовуватимемо їхні безрозмірні величини $\varepsilon_1 = h_1 a^{-1}; \varepsilon_2 = h_2 a^{-1}$. Зауважимо, що вираз (1) отримано [1] з рівняння рівноваги у формі принципу можливих переміщень Лагранжа. Додамо, що для першої схеми вичерпання несності робота D_{i1} граничних згинальних моментів на можливих переміщеннях механізму руйнування становить

$$D_{i1} = 16m_0 \cdot \quad (2)$$

Позаяк в подальших формах вичерпання несності робота D_e зовнішнього навантаження не відрізняється від такої для першої форми, далі в порівняннях різних форм руйнування обмежимося обчисленнями лише роботи D_i внутрішніх сил.

Другу можливу форму руйнування показано на рис.2. Тут утворюються двогранні елементи з частини плити і бічної стінки, при цьому верхня плита не має від'ємних лінійних шарнірів по периметру.

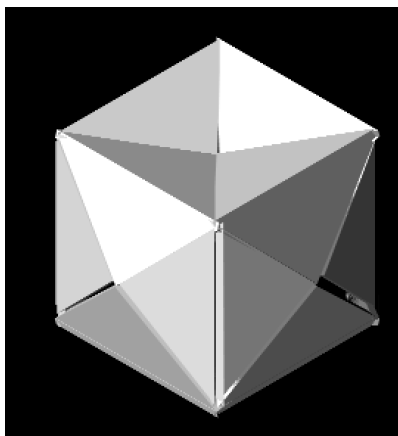


Рис.2

Формі руйнування, показаній на рис. 2, відповідає робота D_{i2} погонних згинальних моментів

$$D_{i2} = 8m_{01} + 42m_{02} \quad (3)$$

Можлива ще одна форма вичерпання несності розглядуваної пластинчатої системи, її показано на рис.3. Від двох попередніх схем вона відрізняється тим, що окрім лінійних пластичних шарнірів має ще ділянки з розтягувальними мембранними силами..

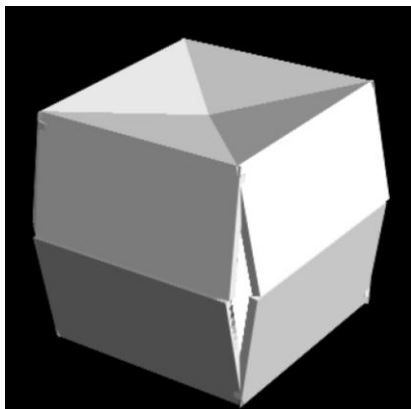


Рис.3

Згинальні компоненти роботи D_{i3} можуть бути представлені виразом

$$D_{i31} = 16m_{01} + 48m_{02} \quad (4)$$

До них має бути додано роботу розтягувальних сил

$$D_{i32} = \sqrt{2}\sigma a^2 \varepsilon_2 \quad (5)$$

Для впорядкування отриманих співвідношень (4) і (5) і надання їм порівняного вигляду перейдемо до відносних товщин $\varepsilon_1, \varepsilon_2$, тоді замість (4) отримаємо

$$D_{i31} = \sigma a^2 (8\varepsilon_1^2 + 24\varepsilon_2^2) \quad (6)$$

Повну величину D_{i3} роботи внутрішніх сил отримаємо додаванням правих частин виразів (5) і (6)

$$D_{i3} = \sigma a^2 (8\varepsilon_1^2 + 24\varepsilon_2^2 + \sqrt{2}\varepsilon_2) \quad (7)$$

Відповідно до кінематичної теореми теорії граничної рівноваги з усіх можливих форм вичерпання несності істинною є та з них, якій відповідає найменша величина граничного навантаження.

Спочатку зіставимо оцінки (2) і (3). Прирівнявши праві частини цих виразів, отримаємо

$$16m_{01} = 8m_{01} + 42m_{02}, \quad (8)$$

звідки знаходимо умову переходу від першої форми до другої

$$m_{01} = 5,25m_{02}, \quad (9)$$

або

$$h_1 = 2,3h_2.$$

Отже, наприклад, при $h_1 = 2h_2$ руйнується лише верхня плита, тим часом при $h_1 = 3h_2$ маємо руйнування за другою формою (рис.2).

Співвідношення (9) можна вважати правдоподібним. Дійсно, в об'ємних блоках, з яких й дотепер споруджуються багатопверхові будинки, при товщині плити 120 – 130 мм товщина стінки становить 55 – 60 мм, що якраз відповідає співвідношенню (9).

Оцінка третьої форми (7) руйнування ускладнена тим, що вираз (7) містить відносні товщини елементів конструкції не тільки в першому степені, а й в квадраті. Оскільки величини $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ мають порядок 0,01 – 0,04, можна помітити, що оцінка (7) завдяки роботі мембранних сил буде набагато більшою від двох інших оцінок. Дійсно, нехай $\varepsilon_1 = 0,03; \varepsilon_2 = 0,01$, тоді з (3) і (7) отримуємо відповідно

$$D_{i2} = 0,0057; D_{i3} = 0,019.$$

З порівняння випливає, що третя форма руйнування не створює конкуренції до двох попередніх.

Якщо розподілене навантаження прикладене до нижньої плити, перші дві форми вичерпання несності зберігають чинність, проте третя форма принципово неможлива, позаяк розтягувальні мембранні зусилля мали би бути замінені стискальними, що протирічить прийнятій моделі матеріалу.

Подані тут моделі і відповідні їм верхні оцінки граничного навантаження мають методичний характер. Така методика може бути поширена на інші складніші задачі про несність пластинчатих систем з іншим співвідношенням розмірів, з отворами, віконними і дверними прорізами та ін.

Оцінки, отримані тут, мають замкнуту форму, вони не потребують складних обчислень, залучення комп'ютерних програм і призначені для початкових етапів проектування. Використану тут конкуренцію можливих форм руйнування покладено в основу сучасних норм проектування.

1. Ржаницын А.Р. Предельное равновесие пластинок и оболочек. - М.: Наука, ГРФМЛ, 1983. -288 с. 2. Микеладзе М.Ш. Введение в техническую теорию идеально-пластичных тонких оболочек // Мечниереба. -1969.- Тбилиси. -182 с.

**ЗАСТОСУВАННЯ ГНУЧКОГО АРМУВАННЯ ОРГАНІЧНОГО
ПОХОДЖЕННЯ В ЗГИНЕНИХ КОМПЛЕКСНИХ ЕЛЕМЕНТАХ З
НІЗДРЮВАТИХ БЕТОНІВ**

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ГИБКОГО АРМИРОВАНИЯ ОРГАНИЧЕСКОГО
ПРОИСХОЖДЕНИЯ В ИЗГИБАЕМЫХ КОМПЛЕКСНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ
ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ**

**THE USE OF FLEXIBLE REINFORCEMENT OF ORGANIC ORIGIN IN
COMPLEX ELEMENTS OF CELLULAR CONCRETE**

Демчина Б.Г. д.т.н., проф. (Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів), **Фамуляк Ю.Є. к.т.н., доц.**, (Львівський національний аграрний університет, м. Львів-Дубляни)

Демчина Б.Г. д.т.н., проф. (Национальный университет «Львовская политехника», г. Львов), **Фамуляк Ю.Е. к.т.н., доц.**, (Львовский национальный аграрный университет, г. Львов-Дубляны)

Demchyna B.G., doctor of engineering sciences, professor (National university «Lviv polytechnic», Lviv), **Famulyak Yu.Ye., candidate of engineering sciences, docent**, (Lviv national agrarian university, Lviv-Dublyany)

Подано результати експериментально-теоретичних досліджень керамзитогазобетонних згинаних елементів з гнучким армуванням органічного походження та вказано на особливості їх роботи під навантаженням.

Поданы результаты экспериментально-теоретических исследований керамзитогазобетонных изгибаемых элементов с гибким армированием органического происхождения и указано на особенности их работы под нагрузкой.

Presents the results of experimental and theoretical studies of aerated concrete and claydite-concrete elements with a flexible reinforcement of organic origin and is indicated on the specifics of their work load.

Ключові слова:

Газобетон, керамзитобетон, нетрадиційне армування, гнучка органічна арматура, міцність, деформативність.

Газобетон, керамзитобетон, нетрадиционное армирование, гибкая органическая арматура, прочность, деформативность.

Aerated concrete, claydite-concrete, alternative reinforcement, flexible organic reinforcement, strength, deformability.

Вступ. Широке застосування та використання виробів із ніздрюватих бетонів у будівельній практиці України, Польщі, Німеччини та інших зарубіжних країн стало можливим після ряду експериментальних досліджень та вдалого виробничого досвіду [1-3]. У цих та багатьох інших країнах ніздрюваті бетони широко застосовують як у житловому, так і в промисловому будівництві.

Найпопулярнішими серед ніздрюватих бетонів у будівництві є піно- та газобетони, що дають змогу знизити вартість житлового й промислового будівництва в декілька разів. Щоб утворити ніздрювату структуру в таких бетонах, застосовують переважно два способи: додавання до водної суспензії змішаних матеріалів газоутворювальних добавок, або змішування суспензії з піною. Матеріал, виготовлений за першим способом, має назву «газобетон», а за другим – «пінобетон». Роль в'язучого для приготування цих коміркових бетонів зазвичай виконує цемент.

Піно- чи газобетонні вироби та матеріали використовують для мурування зовнішніх та внутрішніх стін, перегородок, з них влаштовують теплоізоляції покрівель, горищ, підлог, заповнюють пустоти, виконують звукоізоляцію залізобетонного перекриття [4, 5]. Такі вироби легкі, недорогі, з достатніми тепло- та звукоізоляційними властивостями, екологічно безпечні; окрім того, їх можна легко додатково механічно обробляти, тобто: пиляти, свердлити, фрезерувати тощо.

Як будівельний матеріал, піно- чи газобетон, як і будь-які інші матеріали на основі цементу, з часом накопичують міцність [6]. Вони вважаються негорючими будівельними матеріалами. Завдяки порам у таких бетонах, забезпечується декілька важливих особливостей: вони мають низьку теплопровідність, малу вагу і простоту обробки.

Щодо несучих властивостей ніздрюватих бетонів, то вони належать до крихких бетонів і тому без додаткових засобів, які би сприймали розтягувальні зусилля, їх важко використовувати як пролітні згинані конструкції, а без встановлення засобів, які би сприймали стискальні зусилля, – такі конструкції важко використовувати як центрально й позacentрово стиснуті конструктивні елементи, що має важливе значення в будівельній індустрії.

Наявні на сьогодні дослідження та розробки, стосуються здебільшого конструктивних елементів, виконаних з однорідного ніздрюватого бетону з традиційним армуванням металевою стрижневою арматурою гладкого чи періодичного профілів або без армування. Застосування комплексних елементів із ніздрюватих бетонів, які б давали змогу в одному перерізі поєднувати легкість, тепло- та звукоізоляційні властивості ніздрюватих бетонів і міцнісні характеристики конструкційних легких бетонів, які додатково армуються не традиційною стрижневою металевою арматурою, а використовують інший тип армування (наприклад, гнучке чи жорстке армування біологічного чи органічного походження, різноманітні типи сіток, металевих і неметалевих,

тощо) [7], вивчені й застосовують недостатньо, і тому їх не так широко використовують у будівельній практиці.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У будівельній індустрії сьогодення вибори з піно- та газобетону набувають дедалі ширшого застосування не лише у вигляді дрібноштучних елементів, а й як пролітні конструкції. Водночас у таких конструкціях здебільшого використовують традиційну стрижневу сталеву арматуру. Відповідаючи на запити сьогодення, науковці активно вивчають цю проблему у своїх дослідженнях. Щодо сучасних наукових шкіл, які вивчають легкі ніздрюваті бетони в Україні, варто відзначити школи, сформовані в містах Одесі (під керівництвом В.А. Вознесенського, О.С. Шинкевича, В.І. Мартинова, В.М. Вирового, А.І. Костюка та ін.), Дніпрі (під керівництвом А.П. Приходька), Києві (під керівництвом П.В. Кривенко) та Львові (під керівництвом М.А. Саницького, Б.Г. Демчини). Якщо ж говорити про армовані конструкції з піно- та газобетону, то тут варто виокремити дослідження науковців, які працювали над цією проблемою зі середини ХХ століття, а саме: П.А. Теслер, Є.Н. Добринін, В.А. Пінскер, К.М. Романовська, Н.І. Левін, В.В. Макаричев, М.Я. Кривицький, Б.П. Філіпов, О.П. Вінокуров, Є.М. Бабич, В.С. Пісарев, А.Г. Почтенко та ін. Хоча дослідженню пролітних конструкцій все-таки приділяли недостатньо уваги.

Постановка мети. Мета нашого дослідження – довести можливість використання та позитивний вплив на загальну роботу згинаної комплексної газобетонної балки зі керамзитобетонним захисним шаром гнучкої арматури органічного походження.

Виклад основного матеріалу. Для вивчення роботи комплексних згинаних елементів з ніздрюватих бетонів із нетрадиційним армуванням у вигляді гнучкої органічної арматури (капронова мотузка) та її впливу на міцність і несучу здатність були проведені експериментальні дослідження балкових зразків з різною схемою армування.

Для виготовлення дослідних зразків використовували газобетон, що слугував серцевиною поперечного перерізу, та керамзитобетон, з якого виконували зовнішню оболонку балкового зразка. Керамзитобетон належить до легких бетонів, заповнювачем в якому слугує керамзит – достатньо недорогий матеріал. Крім того, вибір керамзитобетону як зовнішньої оболонки комплексного елемента зумовлений тим, що такий матеріал отримують за простою технологією приготування.

Газобетонну серцевину дослідних зразків виконували з готового газобетонного блоку фірми «Стоун Лайт» (м. Бровари Київської області). Готовий газобетонний блок розрізали на балочки розмірами $100 \times 100 \times 600$ мм.

Зовнішній захисний шар був виконаний зі керамзитобетону завтовшки 3 см. Суміш замішували у пропорціях 1:3:3 (одна частина цементу, три частини піску і три частини керамзиту) та води в межах 1,5 частини. Цемент використовували марки М400 Миколаївського цементного заводу.

В якості арматури для дослідних газокерамзитобетонних балок був капронова мотузка $\varnothing$ 4 мм, якою армували дослідні балки за різною схемою

армування. Розривне зусилля капронової мотузки становило $R_{мотуз.} = 260$ кгс. Капронову мотузку втоплювали у керамзитобетонну оболонку дослідного зразка і вона розміщувалась на відстані 2 см від нижньої грані балки.

Фізико-механічні властивості газо- та керамзитобетону на стиск визначали за результатами випробування контрольних кубів з ребром 100×100 мм на лабораторному пресі П-10.

З метою вивчення роботи згинаних комплексних газокерамзитобетонних балкових елементів із захисним армованим та неармованим керамзитобетонним шаром було запроєктовано і виготовлено шість дослідних балок. Загальна довжина балок становила 640 мм. Поперечний переріз першої дослідної балки становив $100 \times 100(h)$ мм (газобетонна балка без захисного шару), решта дослідних балок – перерізом $160 \times 160(h)$ мм (газокерамзитобетонні балки із захисним шаром зі керамзитобетону завтовшки 30 мм). Крім того, дослідні газокерамзитобетонні балки із захисним шаром були виконані з різною схемою армування капроновою мотузкою, і одна балка була виконана без армування.

Балкові конструкції виготовляли у збірно-розбірній дерев'яній формі. Спочатку встановлювали та кріпили до форми капронову мотузку у потрібному місці на висоті 2 см від днища форми (рис. 1), далі влаштовували нижній захисний шар керамзитобетону завтовшки 30 мм, в який були втоплені мотузки. Після влаштування нижнього захисного шару, посередині форми вкладали балку з газобетону розмірами $100 \times 100 \times 600$ мм. Бічні проміжки між балкою та формою щільно заповнювали керамзитобетоном так, щоб не порушити проектного положення газобетонної балки (рис. 1).



Рис. 1. Процес виготовлення дослідної балки

Верхній захисний шар зі керамзитобетону вкладали поверх газобетонної балки після ущільнення керамзитобетону в бічних проміжках. Заповнення бічного проміжку між газобетонною балкою та формою і верхній захисний шар вкладали якомога швидше, без технологічних перерв, щоб досягти однорідності захисного шару.

Усі виготовлені балкові зразки зберігали за належного температурно-вологісного режиму протягом 28 діб, для того щоб матеріал набув маркової міцності.

Армування дослідних балок були такими:

- ✓ балка № 1 – газобетонна балка без захисного шару;
- ✓ балка № 2 – газокерамзитобетонна балка із захисним шаром з керамзитобетону без армування;

✓ балка № 3 – газокерамзитобетонна балка із захисним керамзитобетонним шаром з армуванням двома гладкими капроновими мотузками;

✓ балка № 4 – газокерамзитобетонна балка із захисним керамзитобетонним шаром з армуванням двома капроновими мотузками з вузликами через 5 см;

✓ балка № 5 – газокерамзитобетонна балка із захисним керамзитобетонним шаром з армуванням двома капроновими мотузками з вузликами через 10 см;

✓ балка № 6 – газокерамзитобетонна балка із захисним керамзитобетонним шаром з армуванням чотирма гладкими капроновими мотузками.

Експериментальне дослідження комплексних газокерамзитобетонних балкових зразків на згин виконували на дослідному стенді в лабораторії будівельних конструкцій Львівського національного аграрного університету. Завантаження зразків проводилось двома зосередженими силами, прикладеними на відстані 225 мм від опори дослідного зразка на верхній його грані (рис. 2). Балки спиралися на дві опори: рухому й нерухому. Навантаження створювали за допомогою гідравлічного домкрата. Балки перед випробуванням детально виставляли у вертикальному положенні, що дало змогу уникнути будь-якого відхилення балкового зразка у процесі завантаження й руйнування. Така дія – досить важлива для отримання достовірних експериментальних даних.

Прогини балок вимірювали за допомогою індикатора годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Індикатор був встановлений посередині прольоту дослідного зразка і закріплений на незалежному штативі, що давало змогу унеможливити зовнішні впливи на покази індикатора у процесі завантаження (рис. 2).



Рис. 2. Дослідний стенд для випробування комплексних газокерамзитобетонних балкових зразків

Після кожного ступеня завантаження, що становило 0,50 кН, дослідні балки витримували під навантаженням протягом 10-15 хв. та знімали покази індикатора.

В процесі проведення експериментальних досліджень були отримані такі результати:

- під час дослідження комплексних газокерамзитобетонних балкових зразків із захисним шаром з керамзитобетону вже на початкових стадіях завантаження проявилися особливості роботи таких елементів. Зокрема друга стадія роботи в таких елементах практично відсутня. Оскільки газо- і керамзитобетон – досить крихкі матеріали, тому процес тріщиноутворення в комплексних газокерамзитобетонних балкових зразках із захисним шаром з керамзитобетону (особливо неармованих) був короткотривалим або відбувався майже миттєво, тобто балкові зразки пружно працювали до певного рівня навантаження, після чого виникли невеликі за довжиною $((1/10-1/20)h)$ нормальні тріщини практично за всією довжиною балки;

- за подальшого збільшення навантаження виникла домінуюча тріщина, яка перетинала від 80 до 95 % висоти балкового зразка, що спричинило розвиток істотних деформацій в бетонних частинах балок і елементи переходили у третю завершальну стадію – стадію руйнування.

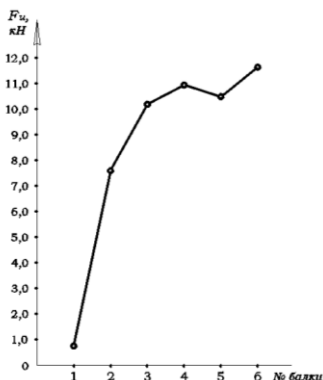


Рис. 3. Залежність міцності балкових зразків від наявності та схеми армування

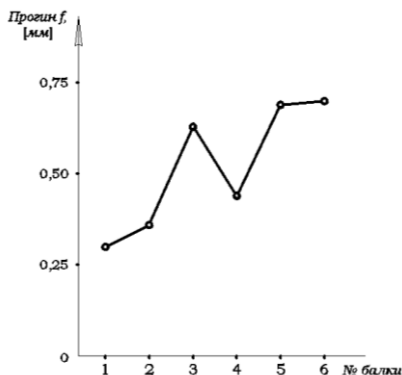


Рис. 4. Залежність прогинів балкових зразків від наявності та схеми армування

Як видно з графіків (див. рис. 3, 4), найкращий результат за міцністю отримано під час випробовування балки під номером 6. Армування виконано чотирма гладкими капроновими мотузками. Дещо гірший результат отримано при випробуванні балки з армуванням двома капроновими мотузками з вузлами через 5 см. Руйнування була з армуванням капроновими мотузками з вузлами через 10 см та без вузлів відбулось практично за однакового навантаження. Щодо прогинів, то найкращий результат отримано за випробування балки № 4 (армування виконано двома капроновими мотузками з вузликами через 5 см).

Висновки. На основі проведених експериментальних досліджень балок із ніздрюватих бетонів з нетрадиційним армуванням та їх аналізу можна дійти таких висновків:

1. У результаті проведення експериментальних досліджень було встановлено позитивний вплив гнучкого органічного армування на роботу згинаних комплексних газокерамзитобетонних балок.

2. Досліджено несучу здатність і деформативність комплексних газобетонних балок з керамзитобетонним захисним шаром, армованим та неармованим капроною мотузкою.

3. Забезпечення більш надійного зчеплення між гнучкою органічною арматурою та масивом керамзитобетону захисної оболонки комплексного згинаного елемента дозволяє підвищити несучу здатність таких елементів. В балках, армованих капроною мотузкою з вузлами руйнівне зусилля збільшилося на 5% порівняно з балками армованими капроною гладкою мотузкою, та на 30% порівняно з балками без армування.

4. Наявність армування органічного походження змінило процес тріщиноутворення та руйнування комплексних балок. Якщо у балках без армування процес утворення тріщин проходив практично миттєво і домінуюча тріщина виростала на всю висоту перерізу, що призводило до миттєвого руйнування, то балки з армуванням отримували ще певний відсоток несучої здатності за рахунок самого армування.

5. Експериментальні дослідження підтвердили, що наявність органічного гнучкого армування, та збільшення його зчеплення з масивом захисної оболонки комплексної газокерамзитобетонної балки збільшує її несучу здатність та тріщиностійкість.

1. Бабич Е. М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях / Е. М. Бабич. – К.: Выща шк., 1988. – 207 с. 2. Исследование ячеистых бетонов и конструкций : сб. науч. тр. / гл. ред. Серых Р. Л. ; ред. Муромский К. П. – М. : НИИЖБ, 1989. – 111 с. 3. Кривицкий М. Я. Ячеистые бетоны (технология, свойства и конструкции) / М. Я. Кривицкий, Н. И. Левин, В. В. Макаричев. – М. : Стройиздат, 1972. – 137 с. 4. Опекунов В. В. Пористі композиційні матеріали та їх використання у будівництві / В. В. Опекунов. – К. : Академія будівництва України, 2006. – 85 с. 5. Паплавскис Я. Теплотехнические свойства стен из ячеистого бетона / Я. Паплавскис, Ю Новикс // Теория и практика производства и применения ячеистого бетона в строительстве . Сб. науч. трудов.– Днепрпетровск : ПГАСА, 2005. – вып. 2. – С. 193-196. 6. Саницький М. А. Пінобетон на модифікованих портландцементях / М. А. Саницький, О. Р. Позняк, В. В. Іл'їн // Актуальні проблеми будівництва та інженерії довілля : VIII Міжнар. наук. конф., Львів, Кишице, Жешув, 6-11 жовтня 2003 р. : зб. матеріалів конф. – Львів : Вид-во Нац. ун-ту «Львів. політехніка», 2003. – С. 23-36. 7. Патент України на корисну модель, u2016 01243 МПК E04C 5/02 (2006.01) МПК E04C 2/06 (2006.01). Пролітний газобетонний елемент з гнучкою органічною арматурою / Фамуляк Ю.Є.; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т – №109048, заявл. 12.02. 2016; опубл. 10.08.2016. Бюл. № 15.

РАЦИОНАЛЬНІ МЕТОДИ ПІДСИЛЕННЯ ПРОСТОРОВОГО КАРКАСУ КІНОКОНЦЕРТНОГО ЗАЛУ «РАЙДУГА» В УМОВАХ ЗБІЛЬШЕННЯ НАВАНТАЖЕННЯ

Попов В. О. к.т.н., Войцехівський О.В., к.т.н. (Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця)

Попов В. А., к.т.н., Войцеховский А.В., к.т.н. (Винницкий национальный технический университет, г. Винница)

Popov V. O., PhD, Voytchevskiy O.V., PhD, (Vinnitsa National Technical University, Vinnitsa)

Узагальнено інженерний досвід, набутий при обстеженні унікальних металлоконструкцій кіноконцертного залу «Райдуга», розроблено модель напружено-деформованого стану споруди, запропоновано раціональну конструкцію підсилення перевантажених елементів.

Обобщен инженерный опыт, полученный при обследовании уникальных металлоконструкций киноконцертного зала «Радуга», разработана модель напряженно-деформированного состояния сооружения, предложена рациональная конструкция усиления перегруженных элементов.

In this article have been summarized engineering experience of strengthening of unique metal constructions of concert hall "Rainbow" wich was getting after technical inspection. Have been developed the supere-element model of structures considered ways to reinforce the main load-bearing structures.

Ключові слова:

Металевий каркас, технічне обстеження, надійність.

Металлический каркас, техническое обследование, надежность.

Metal constructions, technical inspection, reliability.

Вступ. На сьогодні в більшості обласних центрів України, окрім міст-мільйонників, відсутні сучасні розважальні комплекси, які могли б вміщувати одночасно не менше 1 500 глядачів. Більшість мешканців країни не можуть насолодитися переглядом виступів зірок світової естради, адже, вартість білету приблизно рівна гонорару концертної групи, що ділиться на кількість глядацьких місць. Економічні чинники диктують умову: для зниження вартості білетів необхідно збільшувати місткість залів. В умовах тривалої економічної кризи будівництво таких потужних об'єктів «з нуля» коштує десятки мільйонів доларів і фактично неможливе без залучення іноземних інвестицій.

Однак у 70-80 рр. XX сторіччя, тобто за часів відносної економічної стабільності, була збудована низка великих тимчасових розважальних комплексів, в тому числі і літніх театрів. Ці унікальні споруди будувалися під проводом відомих інженерів та науковців, які зробили вагомий внесок у вітчизняну будівельну галузь. В більшості випадків несучий остов таких споруд запроектований раціонально. Однак технічне оснащення цих будівель-гігантів безнадійно застаріло.

Таким чином, за умови актуалізації оснащення, тобто наповнення сучасними інженерними системами, зручними посадковими місцями, удосконаленням акустики, а також, створення ефективної інфраструктури поблизу споруд, оновлені «пережитки» минулого цілком можуть вирішити проблему «великих» розважальних комплексів і прикрасити місто.

Регіональна влада м. Вінниці, з огляду на викладені вище міркування, вирішила оновити літній кіноконцертний зал «Райдуга», який у 80-х роках минулого століття був збудований на території пам'ятки садово-паркового господарства ЦПКіВ ім. Горького (рис. 1).



Рис. 1. Загальний вигляд кіноконцертного залу «Райдуга» з північно-східного боку.

Авторами проекту несучих конструкцій були спеціалісти УкрНДІ «Проектстальконструкція» (м. Київ). Провідні фахівці цього інституту, а саме, А.В. Перельмутер, В.М. Гордєєв, В.М. Шимановський, О.І. Голоднов та інші і дотепер займаються питаннями проектування та оптимізації просторових конструкцій, виготовлених з металу [1 – 2].

Роботи з проектування реконструкції «Райдуги» були замовлені фірмі ТОВ «Гервін Проект» та розділенні на етапи, пов'язані з обстеженням та оцінкою технічного стану, і, власне, проектуванням реконструкції. Опис

підходів до модернізації кіноконцертного залу та принципових конструктивних рішень його осучаснення, через обмеженість обсягів статті, буде проведено у наступних публікаціях.

В результаті технічного обстеження будівельних конструкцій споруди було встановлено, що за час тривалої експлуатації в умовах економічного занепаду 90-х років, споруда не тільки втратила експлуатаційну придатність, але й набула числених ознак аварійності. Отже, першим етапом проекту реконструкції стали першочергові протиаварійні заходи. Ця наукова робота в основному присвячена питанням зняття аварійності.

Мета роботи. Шляхом аналізу напружено-деформованого стану моделі металокаркасу кіноконцерного залу запропонувати раціональний варіант підсилення перевантажених несучих конструкцій. Для досягнення поставленої мети необхідно виконати комплекс задач, наведених нижче:

- розробити скінчено-елементну модель напружено-деформованого стану споруди під дією кліматичних впливів,
- виявити найбільш зношені та перевантажені ділянки металокаркасу споруди;
- запропонувати раціональні способи підсилення аварійних ділянок;
- окреслити подальші напрямки реконструкції споруди.

Основна частина. Для вирішення поставлених задач було здійснено комплексне обстеження та обміри будівельних конструкцій кіноконцертного залу згідно з нормами [3 – 8]. Будівля в плані являє собою сектор, в центрі якого передбічена сценічна частина. Будівля складається з двох функціональних частин, які конструктивно поєднані спільною стіною – адміністративною та кіноконцертною зали. Адміністративна частина, в основному – безкаркасна, стіни виконані з цегляної кладки. Кіноконцертна зала – з повним просторовим металевим каркасом. У подальшому опис виконаний тільки для глядацької зали.

Металевий каркас зали являє собою просторову стрижневу систему, яка складається з дванадцяти металевих попарно з'єднаних у просторові блоки «Г»-подібних рам, які влаштовані вздовж цифрових осей споруди. Рами жорстко кріпляться до фундаментів, та шарнірно рухомо на несучий секторіальний пілон. Рами складаються з двох частин – похилої стійки та ригеля, які, в свою чергу, вирішені у вигляді шпренгельних ферм. Бічні стінки стійки зашиті металевим листом.

В рівні нижнього поясу ригелів рам влаштовано горизонтальні зв'язкові елементи, які попарно з'єднують ригелі рам.

Конструкція покрівлі будівлі вирішена у вигляді трапецеїдальних металевих панелей, верхня поверхня яких плоска з листової сталі, підкріплена повздовжніми та поперечними балками зі швелерів. Між спареними «Г»-подібними рамами металокаркасу встановлено трапецеїдальні панелі покриття, обрамлені швелером.

Для оцінки несучої здатності металоконструкцій каркасу будівлі кіноконцертного залу «Райдуга» згідно з нормами ДБН В.1.2-14-2009 [9].

виконано скінчено-елементне моделювання у середовищі програмного комплексу «SCAD Office», що є комп'ютерною системою для структурного аналізу та проектування (рис. 2). Теоретичною основою використаної програми є метод скінчених елементів. Реалізований варіант методу скінчених елементів використовує принцип можливих переміщень. Корисне навантаження на просторову систему прийнято у відповідності із проектними впливами та згідно з технічним завданням замовника.

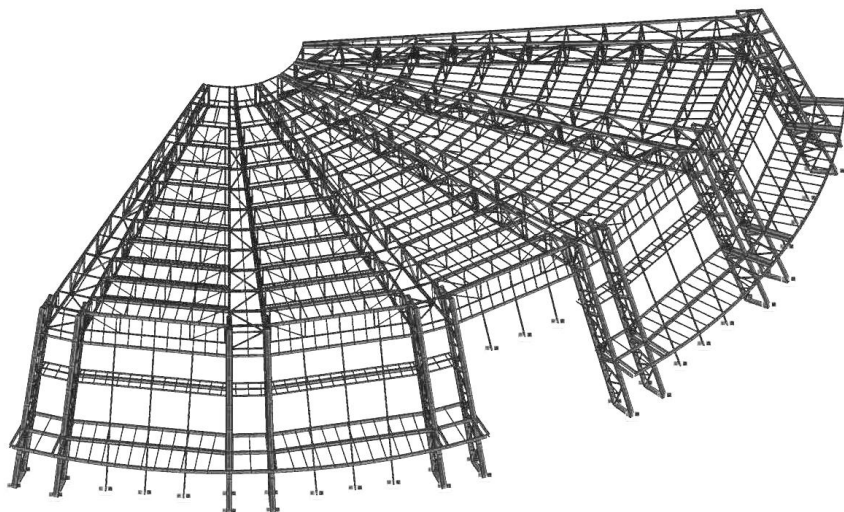


Рис. 2. Тривимірна модель металокаркасу кіноконцертної зали «Райдуга».

Перевірка несучої здатності і стійкості конструкцій виконана відповідно до діючого нормативного документа ДБН В.2.6-198:2014 [5].

Матеріали основних елементів металокаркасу будівлі прийняті у відповідності з проектним рішенням.

При обстеженні та розрахунку скінчено-елементної моделі виявлено, що стан споруди вцілому, внаслідок перевантаження основних несучих конструкцій металокаркасу, понаднормативного зміщення рухомих шарнірів рам, не достатньої жорсткості системи вцілому, критичного зносу окремих опорних балок та стійок, які підтримують перекриття холу – аварійний. Основною причиною аварійності є:

- зростання нормативного коефіцієнту надійності (відповідальності) γ_n , яке для кіноконцертного залу складає 1,25 (ДБН В.1.2-14-2009);
- зростання нормативного снігового навантаження (ДБН В.1.2-2-2006);
- знос будівельних конструкцій та монтажні дефекти.

Виконані розрахунки довели, що найбільш небезпечним для подальшої експлуатації будівлі є деформаційний фактор. Шарнірно-рухомі опорні конструкції рам при накопиченні розрахункових значень снігових відкладень в умовах інтенсивного замочування талою водою зміщуються від монтажного

положення на 100 ... 150 мм. Оскільки при виконанні будівельно монтажних робіт зі зведення споруди були допущені значні відхилення опорних подушок шарнірно опор у невідгідний бік, місцями до 200 мм, існує реальна небезпека зіскакування опорних вузлів рам з конструкцій несучого бетонного пілону. Опосередковано це підтверджуються зрізом та понаднормативним вигином анкерних болтів (рис. 3).



Рис. 3. Типовий стан шарнірно-рухомих опори металевих ферм каркасу. Руйнування анкерних болтів.

Для стабілізації споруди вцілому та зняття аварійності існуючих шарнірно рухомих опор було запропоновано використати раціональний варіант підсилення цих вузлів влаштуванням циліндричних котків між опорними «лижами», які приєднуються до існуючих опорних систем. Принципова конструкція вузлів підсилення з котками показана на рис. 4. Основна ідея підсилення полягає у збільшенні ефективної площі контакту опорних вузлів з пілоном та, внаслідок цього, унеможливлення зіскокування опори, навіть за появи аварійних ситуацій.

Аналіз результатів розрахунку моделі та узагальнення результатів обстеження дозволили рекомендувати:

- для забезпечення живучості будівлі до виконання комплексних робіт з реконструкції необхідно силами обслуговуючого персоналу кіноконцертного залу здійснювати регулярне очищення металевої покрівлі залу від снігових наметів;

- під час виконання протиаварійних робіт здійснити комплексні конструктивні заходи для недопущення зісакування опорних конструкцій «Г»-подібних рам з опорних поверхонь пілону, а саме: збільшити опорні площадки шарнірно рухомих опор влаштуванням системи котків (див. рис. 4);

- влаштувати тимчасові розвантажуючі підпірки (рис. 5), які слід встановлювати у зимовий період року, коли будівля не експлуатується та демонтувати у літній період, тобто на час експлуатації літньої кіноконцертної зали.

1. Ярошенко М.М., Гордеев В.Н., Лебедич И.Н.. Тайны стальных конструкций. – К.: Сталь, 2004. – 306 с. 2. Попов В.О. Безфундаментні башти-атракціони з високоточним стовбуром. Монографія / В.О. Попов, І.П. Кондратенко, А.П. Рашепкін. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2009. – 208 с. 3. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. ДБН В.3.1-1-2002. Держкомітет України з будівництва і архітектури. Київ. 2003 – 82 с. 4. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. ДБН В.2.2-9-2009. - [Чинний від 01.07.2010]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 47 с. – (Національні стандарти України). 5. Сталеві конструкції. Норми проектування. ДБН В.2.6-198:2014. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. 6. Барашиков А.Я., Малышев О.М. Оценка технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений. – К.: НМЦ Держнаглядохоронпраці України, 1998. – 23 с. 7. Будинки і споруди. Культурно-видовищні та дозвіллі заклади. ДБН В.2.2-16-2005. Київ, Держбуд України, 2005 – 65 с. 8. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Введ. 31 січня 2007 р. на заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85. К.: Мінбуд України, 2006. – 10 с. 9. Система забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. ДБН В.1.2-14-2009. К.: Мінбуд України, 2009. – 37 с.

ТЕПЛОВА ЗВАРЮВАЛЬНІСТЬ АРМАТУРИ КЛАСУ A500C

ТЕПЛОВАЯ СВАРИВАЕМОСТЬ АРМАТУРЫ КЛАССА A500C

TERMAL WELDABILITY OF REINFORCEMENT GRADE A500C

Клімов Ю.А. д.т.н., проф. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Климов Ю.А, д.т.н, проф. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Klymov Y.A., doctor of technical sciences, professor, (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Наведені результати експериментальних досліджень теплової зварювальності арматури класу A500C.

Приведены результаты экспериментальных исследований тепловой свариваемости арматуры класса A500C.

The experimental results of thermal weldability of reinforcement grade F500C are given.

Ключові слова:

Зварювальність, арматура, вуглецевий еквівалент, міцнісні і деформативні характеристики.

Свариваемость, арматура, углеродный эквивалент, прочностные и деформативные характеристики.

Weldability, reinforcement, carbon equivalent, strength and deformation characteristics.

Стан питання та мета досліджень. На протязі майже 20 останніх років термомеханічнозмцнена арматура класу A500C ДСТУ 3760:2006 [1] використовується у якості основної арматури для залізобетонних конструкцій будівель і споруд в Україні. Разом з тим, досліджень зварювальності цієї арматури за цей час не проводилось, а обмеження і рекомендації щодо виконання зварних з'єднань арматури класу A500C свого часу [2] були прийняті на підставі досліджень зварювальності арматури класів Ат-IIIС і Ат-IVС.

Зважаючи на те, що марки сталі арматури А500С і Ат-ІІІС і Ат-ІVС відрізняються між собою, а зварні з'єднання з арматурою класу А500С продовжують використовуватися в будівництві, нагальною потребою є дослідження зварювальності арматури класу А500С. Мета даної роботи є експериментальні дослідження теплової зварювальності арматури класу А500С за ДСТУ 3760:2006.

Методика досліджень. Проведені дослідження теплової зварювальності арматури класу А500С включали в себе статистичну оцінку хімічного складу і вуглецевого еквіваленту для сталі марки СтЗпс, яка застосовується для виготовлення арматури класу А500С діаметрів 8, 10, 12, 14 і 16 мм, визначення значень вуглецевого еквіваленту зразків і експериментальні дослідження теплової зварювальності арматури. Дослідження теплової зварювальності включали в себе визначення впливу швидкісного електронагріву, що відповідає швидкостям нагріву та охолодження на повітрі при контактних методах зварювання, на механічні властивості арматури, а саме тимчасовий опір, локальну границю текучості в зоні нагріву, відносні подовження після розриву, характер руйнування і відношення тимчасового опору до границі текучості. Для проведення випробувань була прийнята арматура діаметром 14 мм класу А500С, а якості варійованих факторів приймалися вуглецевий еквівалент і температура нагріву.

Нагрів зразків арматури здійснювався на стиковій машині МС-1202 (ступінь трансформатора 1) на ділянці довжиною 60 мм. Температура нагріву зразків вимірювалась оптичним пірометром “Raynger MX” фірми “Nfvscon”, США, який призначений для вимірювання температур поверхонь безконтактним способом з точністю до 1°C . Крім того температура нагріву вимірювалась хромель-алюмелевою термопарой, що була з'єднана з мілівольтметром зі шкалою вимірювань $\text{mV/t}^{\circ}\text{C}$.

Випробування зразків арматури на розтяг проводилося за ГОСТ 12004-81 [3].

Результати досліджень. Оскільки одним з основних критеріїв зварювальності арматури являється значення вуглецевого еквіваленту, проведенню експериментальних досліджень передувала статистична оцінка хімічного складу і значень вуглецевого еквіваленту для арматури діаметром 8, 10, 12, 14 і 16 мм арматури класу А500С зі сталі марки СтЗпс.

Генеральна сукупність включала в себе 33175 аналізів хімічного складу арматури промислового виробництва зазначених вище діаметрів.

Статистична обробка виконувалась для значення вуглецевого еквіваленту і вмісту основних хімічних елементів – вуглецю та марганцю. Значення вуглецевого еквіваленту визначалось за формулою (2) ДСТУ 3760:2006 [1].

Статистична обробка виконувалась для кожного діаметру арматури окремо і в цілому для всієї виборки і включала в себе визначення максимальних, мінімальних і середніх значень зазначених характеристик, відповідних середньоквадратичних відхилень і коефіцієнтів варіації, побудову гістограм і функцій розподілу.

Основні результати статистичної обробки, які відносяться до вуглецевого еквіваленту, наведені у таблиці 1 і на рис.1.

Таблиця 1

Результати статистичної оцінки значень вуглецевого еквіваленту

d , мм	Кількість шт.	Вуглецевий еквівалент (C_e)				
		$C_e^{\max}$, %	$C_e^{\min}$, %	$\bar{C}_e$, %	S , %	V
8	1292	0,382	0,250	0,309	0,019	0,062
10	4340	0,389	0,242	0,311	0,020	0,064
12	17991	0,391	0,240	0,313	0,021	0,066
14	4158	0,404	0,270	0,314	0,020	0,065
16	5394	0,399	0,259	0,313	0,020	0,064

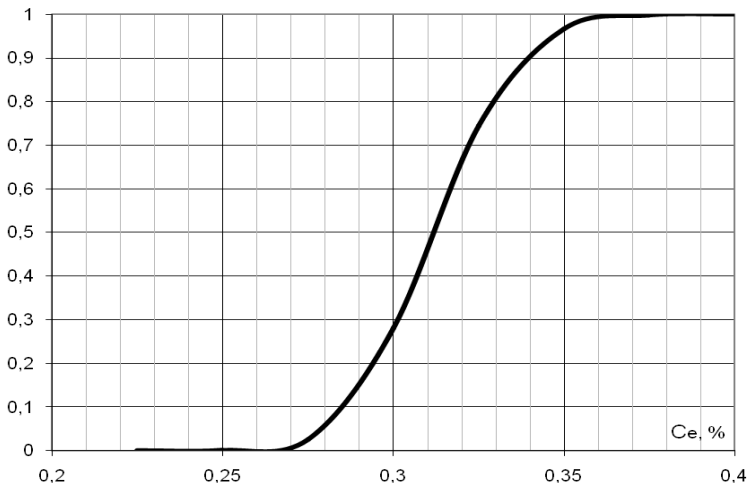


Рис.1 Функція розподілу вуглецевого еквіваленту для сталі марки СтЗпс арматури класу А500С діаметрів 8, 10, 12, 14 і 16 мм

З аналізу результатів статистичної обробки (див. табл.1), випливає, що з позицій вуглецевого еквіваленту, сталь марки СтЗпс, яка застосовується при виготовленні арматури класу А500С діаметрів від 8 до 16 мм має стабільний хімічний склад. При цьому максимальні значення вуглецевого еквіваленту складають 0,382-0,404%, мінімальні - 0,242-0,270%, середні - 0,309-0,314% при коефіцієнтах варіації у діапазоні 0,062-0,066. Аналогічна картина з точки зору стабільності хімічного складу сталі була зафіксована і стосовно вмісту вуглецю, марганцю і кремнію.

На основі виконаного статистичного аналізу, для проведення експериментальних досліджень теплової зварювальності були прийняті зразки арматури класу А500С

діаметром 14 мм з двох партій промислового виробництва зі значеннями вуглецевого еквіваленту на нижній - 0,245% (серія 1) і верхній 0,346% (серія 2) границях марочного складу сталі. Прийняті значення вуглецевого еквіваленту характеризували усю вибірку (див.рис.1) – менше мінімального значення мало місце у менш ніж 1%, а більше максимального – у 3% вибірки.

Програма досліджень передбачала випробування на розтяг за ГОСТ 12004-81 [3] по 6 зразків арматури першої і другої серій у вихідному стані і по 50 зразків арматури кожної з серій після нагріву в режимі опору на стиковій машині МС-1202 до температур від 400⁰С до 1000⁰С з визначенням значень границі текучості, тимчасового опору, відносного подовження після розриву і побудовою діаграм стану арматури (залежності $\sigma - \varepsilon$).

В результаті проведених експериментальних досліджень встановлено таке.

У вихідному стані механічні характеристики арматури серії 1 і серії 2 мали близькі значення, а саме середні значення по 6 випробуваним зразкам для 1-ої і 2-ої серій відповідно складали – границя текучості - σ_T - 596,8 і 598,8 МПа,

тимчасовий опір - σ_B - 688,2 і 686,1 МПа, відносне подовження після розриву δ_5 - 21,9 і 21,5 %.

При підвищенні температури нагріву механічні властивості арматури з вуглецевим еквівалентом $C_e=0,245\%$ і $C_e=0,346\%$ змінюються у відповідності з загальною закономірністю (рис.2, рис.3), яка може бути представлена трьома характерними ділянками.

В межах першої ділянки з збільшення температур нагріву до 500 -520⁰ С значення границі текучості (див. рис.2) і тимчасового опору (див. рис.3) арматури у порівнянні з вихідним станом практично не змінюються, а руйнування більшості зразків проходить поза зоною нагріву.

На другій ділянці – при температурах нагріву у межах 520-650⁰ С має місце значне падіння значень границі текучості і тимчасового опору. Так, значення границі текучості для арматури з вуглецем еквівалентом $C_e=0,245\%$ падає з 560-580 МПа до 330-360 МПа, а арматури з вуглецевим еквівалентом $C_e=0,346\%$ відповідно з 560-580 МПа - до 380-400 МПа (див.рис.2). Руйнування зразків при цьому відбувається у зоні нагріву.

На третій ділянці - в межах температур нагріву від 650⁰ С до 1000⁰ С руйнування зразків відбувається у зоні нагріву і має місце певна стабілізація значень границі текучості і тимчасового опору арматури до рівня значень, які відповідають значенням границі текучості і тимчасового опору арматури зі сталі марки Ст3пс у вихідному стані до термомеханічного зміцнення (див. рис.2, 3).

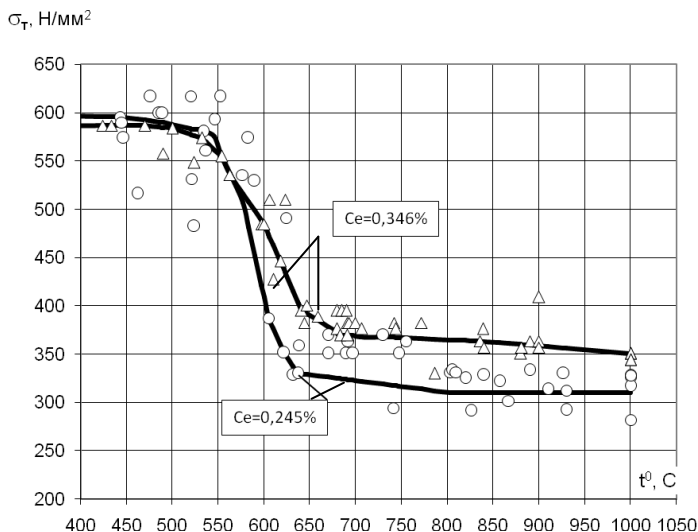


Рис.2 Залежність границі текучості від температури нагріву та вуглецевого еквіваленту

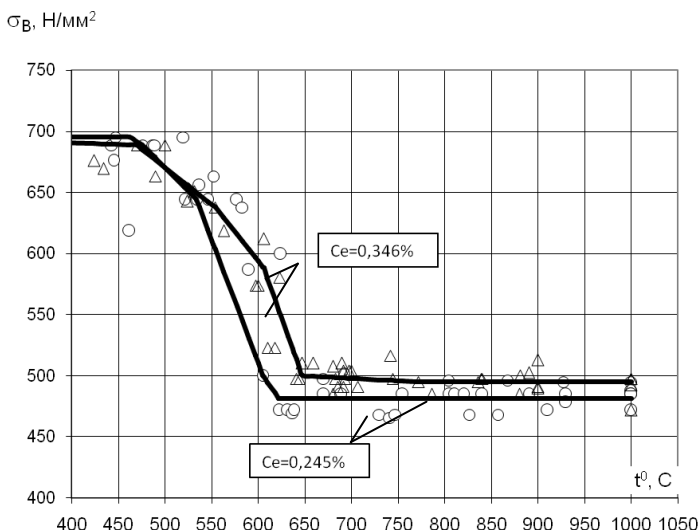


Рис.3 Залежність тимчасового опору від температури нагріву та вуглецевого еквіваленту

За даними проведених експериментальних досліджень підвищення температури нагріву арматури призводить до збільшення значень відносного подовженні при розриві і відношення тимчасового опору до границі текучості.

Так, у вихідному стані відношення тимчасово опору до границі текучості $\sigma_B / \sigma_T = 1,13-1,15$, при температурі нагріву 600^0 C - $\sigma_B / \sigma_T = 1,18-1,34$, а при температурі нагріву 1000^0 C - $\sigma_B / \sigma_T = 1,37-1,52$.

Висновки

1. Сталь марки СтЗпс, яка застосовується при промисловому виробництві арматури класу А500С діаметрів від 8 до 16 мм має стабільний хімічний склад, як з позицій вмісту вуглецю, марганцю і кремнію, так і значень вуглецевого еквіваленту, максимальні значення якого складають 0,382-0,404%, мінімальні - 0,242-0,270%, середні - 0,309-0,314% при коефіцієнтах варіації у діапазоні 0,062-0,066.

2. В результаті експериментальних досліджень теплової зварювальності арматури класу А500С зі сталі СтЗпс, яка відповідає швидкостям нагріву та охолодження на повітрі при контактних методах зварювання, встановлений вплив температури нагріву на механічні характеристики арматури, а саме (див.рис.2, рис.3): при температурах нагріву до $500-520^0 \text{ C}$ значення границі текучості і тимчасового опору арматури у порівнянні з вихідним станом практично не змінюються; при температурах нагріву у межах $520-650^0 \text{ C}$ має місце значне падіння значень границі текучості і тимчасового опору майже до рівня значень, які відповідають значенням границі текучості і тимчасового опору арматури зі сталі марки СтЗпс у вихідному стані до термомеханічного зміцнення; при температурах нагріву від 650^0 C до 1000^0 C значення границі текучості і тимчасового опору не змінюються, лишаючись на рівні відповідних значень для сталі марки СтЗпс до термомеханічного зміцнення.

3. При призначенні типів зварних з'єднань, які можуть застосовуватися для арматури класу А500С діаметрами 8, 10, 12, 14 і 16 мм зі сталі марки СтЗпс, слід керуватися положенням, що температура нагріву арматури не повинна перевищувати 500^0 C .

1. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. ДЕРЖСПОЖИВСТАНАРТ України. К:2007, С.28. 2. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. Госстрой Украины, Технический комитет по стандартизации "Арматура для железобетонных конструкций". К:2002, С.39. 3. ГОСТ 12004-81. Межгосударственный стандарт. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. Стандартиформ. М:2009, С.12

**ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНОЇ АРКИ ТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ НА
МЕТАЛОЗУБЧАСТИХ ПЛАСТИНАХ**

**ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕРЕВЯННОЙ АРКИ ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ НА
МЕТАЛОЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ**

RESEARCH OF WOODEN T-SECTION ARCH ON METAL PLATES

Демчина Б.Г., д.т.н., проф., Сурмай М.І., к.т.н., ас., Шидловський Я.М., асп.
(Національний університет "Львівська політехніка", м. Львів)

Демчина Б.Г., д.т.н., проф., Сурмай М.И., к.т.н., ас., Шыдловський Я.М., асп.
(Национальный университет "Львовская политехника", г. Львов)

Demchyna B.H., doctor of technical sciences, professor, Surmai M.I., PhD, assistant, Shydlovskiy Y.M., posgraduate (Lviv Polytechnic National University, Lviv)

Наведено результати експериментальних досліджень роботи дерев'яної арки таврового перерізу на металозубчатих пластинах та порівняння її роботи з аналогічною аркою прямокутного перерізу.

Приведены результаты экспериментальных исследований работы деревянной арки таврового сечения на металозубчатых пластинах и сравнения ее работы с аналогичной аркой прямоугольного сечения.

In the article results of experimental researches of wooden planked t-section arch with connections on metal plates and comparing its work with the same rectangular-section arch.

Ключові слова:

Дощата арка, дерев'яні конструкції, методика випробувань.

Дощатая арка, деревянные конструкции, методы испытаний.

Planked arch, wooden constructions, experimental methodology.

Мета роботи. Вивчити характер роботи арки таврового перерізу на дію рівномірно розподіленого симетричного навантаження та порівняти її роботу з аналогічною аркою прямокутного перерізу.

Практичне значення. Отримані дані створили перспективи розвитку дерев'яних арок на металозубчатих пластинах та дозволили розробити більш точні методи їх розрахунку.

Аналіз останніх досліджень. Дослідження дощатої арки таврового перерізу на металозубчатих пластинах не проводились. Тому необхідно провести детальне вивчення роботи цієї конструкції, оскільки такий переріз верхнього поясу може усунути головний недолік арок з гнучкими затяжками, а саме втрату стійкості з площини.

Методика експериментальних досліджень. Всі випробування дерев'яних арок різної форми перерізу верхнього поясу проводились в лабораторії кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету «Львівська політехніка» НДЛ – 23. Для проведення експериментальних досліджень було розроблено спеціальний стенд. (Рис. 1.).



а)



б)

Рис. 1. Стенд для випробування дослідних зразків арок:
а) арка АП-1 (прямокутний переріз); б) арка АТ-1 (тавровий переріз).

Стенд для випробування дослідних зразків (рис. 2) складався з: арка з дощатих елементів з'єднаних на МЗП (1); опори (2) закріплені до силової підлоги (3); опорні динамометри Д-1 та Д-2 (4); система розпірок для забезпечення стійкості арки (5); стяжки гідравлічні з динамометрами Др-1...Др-6 (6); динамометр Дг-1 (7) на горизонтальній затяжці (8); динамометри Дп-1, Дп-2 (9) на похилих затяжках (10); мікроіндикатори годинникового типу

Мі-1...Мі-18 для прямокутного перерізу, Мі-1...Мі-24 (11); прогиноміри Аістова 6ПАО П-1...П-5 (12); ребра жорсткості арки таврового перерізу (13).

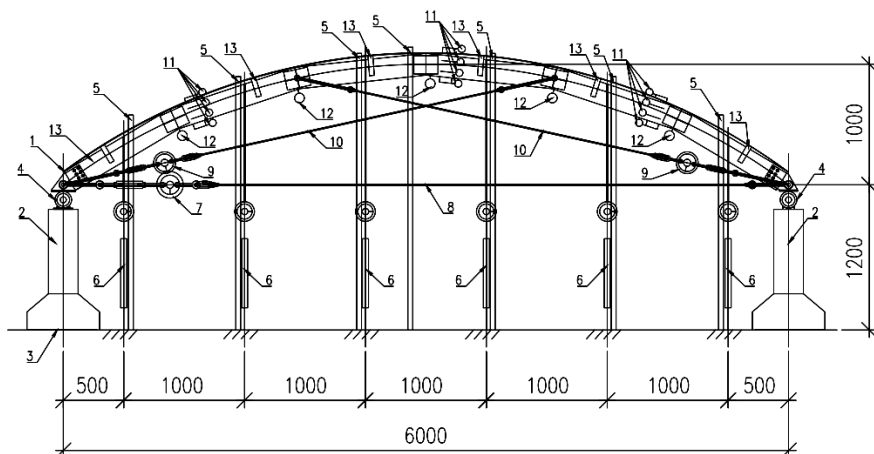


Рис. 2. Схема стелу для випробування арок з розміщенням приладів

Оскільки дослідження проводилось на дію симетричного рівномірно розподіленого навантаження, то для забезпечення цієї умови використовувалась система із шести стяжок.

Навантаження прикладалось етапами по 1,0 кН/м. На кожному етапі, з метою розподілу та стабілізації деформацій і напружень, навантаження витримувалось 5 хв, після чого знімалися покази.

За допомогою встановлених приладів знімалися такі покази:

- прогини Δ в п'яти вузлах конструкцій прогиномірами Аістова 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм (рис. 3), що закріплюлися до арки спеціальними струбцинами;
- деформації волокон по висоті перерізу та деформації волокон фанери для таврового перерізу за допомогою мікроіндикаторів в трьох характерних перерізах з ціною поділки 0,001 мм (рис. 4);
- опорні реакції за допомогою опорних динамометрів;
- сили натягу затяжок за допомогою динамометрів Дг-1, Дг-2, Дп-1 (рис. 2.5);
- зусилля в стяжці за допомогою динамометрів в кожній з шести точок прикладання навантаження.

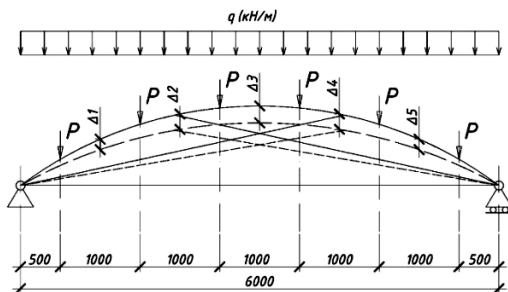
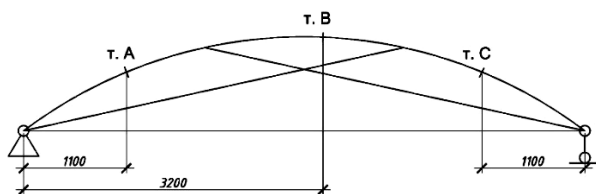
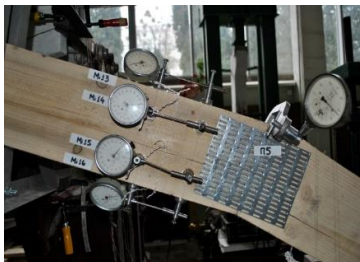


Рис. 3. Схема прикладення навантаження та переміщення Δ арки при симетричному навантаженні



а)



б)



в)

Рис. 4. Розташування вузлів кріплення мікроіндикаторів (а), вузол С арки АП-1(б) та АТ-1(в)



Рис. 5. Динамометри Дп-1, Дг-1

Отримані покази приладів порівнювалися з теоретичними розрахунками.

Одним з найголовніших моментів при проведенні експерименту було спостереження за стійкістю арки при різних поперечних перерізах, що дозволило зробити певні висновки про доцільність влаштування верхньої полицки з метою забезпечення стійкості.

Результати проведених дослідів

Арка прямокутного перерізу АП-1. Після прикладеного навантаження 7,5 кН/м, з дослідного зразка були знято всі прилади та доведено арку до руйнування. Максимальне зусилля, що витримала арка АП-1, становило 9,0 кН/м.

За результатами візуального спостереження було встановлено наступне:

- при навантаженні 4,0 кН/м і більше спостерігалась тенденція розвитку бокового вигину (втрати стійкості з площини) арки (рис 6);
- перші звуки потріскування дослідного зразка появились при навантаженні 4,5 кН/м;
- на шостому етапі прикладання навантаження, було помічено, що при витримці дослідного зразка, показ опорного динамометра зменшився і на наступних етапах це проявлялось в більших масштабах;
- руйнування арки відбулось у вузлі кріплення 4-го та 5-го елементу арки від втрати стійкості (рис 6) при навантаженні 9,0 кН/м.

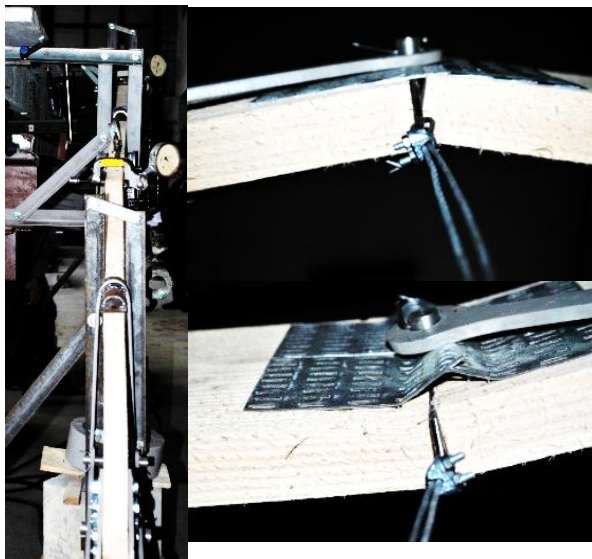


Рис. 6. Втрата стійкості арки під час прикладання навантаження та руйнування арки від втрати стійкості

Це руйнування було прогнозоване в ході проведення експерименту, оскільки боковий вигин з кожним етапом досягав все більшого значення.

Прогини дослідного зразка наведені в табл. 1. Розміщення приладів див. рис.2.

Таблиця 1

Зовнішнє навантаження q , кН/м	Прогини арки АП-1				
	Переміщення Δ , мм				
	П1	П2	П3	П4	П5
0	0	0	0	0	0
1	2,78	4,93	5,83	5,22	2,43
2	6,26	12,50	15,42	11,68	5,46
3	8,67	18,36	22,43	16,72	7,43
4	10,97	24,68	28,85	21,68	9,03
5	13,95	33,45	38,56	27,27	10,33
6	17,20	42,17	47,98	34,36	11,40
7	20,58	48,97	57,59	41,06	12,16
7,5	23,49	55,19	66,06	49,91	13,22

Арка таврового перерізу АТ-1. При дослідженні арки прямокутного перерізу було виявлено основний недолік такої конструкції, а саме втрату стійкості з площини арки. Тому для вирішення цієї проблеми, було розроблено та випробувано варіант арки таврового перерізу АТ-1.

Покази приладів знімалися до навантаження 10,0 кН/м, після чого їх було знято.

За результатами візуального спостереження було встановлено:

- під час дослідів на 4 етапі, що відповідав навантаженню в 4,0 кН/м фанера, що використовувалась як матеріал для верхньої полицки, почала вигинатись. Однак така втрата стійкості фанерного листа не призводила до втрати стійкості конструкції в цілому.

- на протязі всього дослідів, арка не втрачала стійкості і зруйнувалась в результаті відшарування частини деревини в опорному елементі (місце з'єднання опорного елементу з опорним вузлом) при навантаженні 14,5 кН/м (рис. 7.).



Рис. 7. Руйнування опорного елемента арки АТ-1 в опорному вузлі

Прогини дослідного зразка наведені в табл. 2.

Таблиця 2

Зовнішнє навантаження q , кН/м	Прогини арки АТ-1				
	Переміщення Δ , мм				
	П1	П2	П3	П4	П5
0	0	0	0	0	0
1	3,62	5,01	6,03	6,6	3,16
2	4,71	8,56	10,19	8,92	4,27
3	7,04	12,88	15,49	14,92	7,28
4	10,47	18,95	22,37	19,49	10,92
5	13,21	24,3	29,72	24,61	12,33
6	15,49	29,4	34,01	29,95	15,67
7	18,06	34,68	39,97	35,25	17,99
8	20,02	39,13	45,18	40,07	19,98
9	22,06	40,69	51,09	46,3	22,17
10	24,43	48,18	56,79	51,52	24,39

Аналіз отриманих експериментальних даних та порівняння їх з розрахунковими

Одними із основних показників, що фіксувалися при проведенні експерименту, були прогини.

Експериментальний прогин акри АТ-1 в середньому більший за розрахунковий в 1,89 рази, які суттєво вищі за експериментальні.

Що стосується прогинів арки АП-1, то тут ситуація аналогічна. В середньому експериментальний прогин більший від розрахункового в 2,44 рази.

Також зроблено порівняння експериментальних прогинів арки АТ-1 і АП-1 посередині прольоту. Відповідно до експериментальних даних прогини а арці АТ-1 в середньому в 1,42 рази менші від прогинів арки АП-1. Це свідчить про те, що влаштування полицки тавра забезпечує додаткову жорсткість (зменшує прогини).

Висновки

1. Згідно поставлених завдань, було розроблено методику випробувань арок АП-1 та АТ-1.
2. Сконструйовано два дослідні зразки, арки АП-1 та АТ-1, згідно рекомендацій та вимог чинних нормативних документів.
3. В ході експериментів було зафіксовано прогини арки, деформації та зусилля в затяжках. Арки доводилися до повного руйнування.
4. Доведено, що арка таврового перерізу руйнується не від втрати стійкості, а по тілу арки. За допомогою полицки верхнього поясу збільшено несучу здатність арки за I групою граничних станів та підвищено жорсткість конструкції.
5. Прогини в арці АТ-1 в середньому менші в 1,42 рази від прогинів арки АП-1.
6. Руйнування арки АП-1 відбулось від втрати стійкості при навантаженні 9,0 кН/м, що підтвердило основний недолік такої конструкції. Експериментальне критичне навантаження перевищило розрахункове в 1,56 рази.
7. Руйнування арки АТ-1 відбулось в результаті відколювання деревини в опорному вузлі при навантаженні 14,5 кН/м та перевищило розрахункове значення в 2,28 рази.
8. Форма перерізу не впливає на зусилля, що виникають в затяжках Шухова. Розходження зусилля в горизонтальній зтяжці арки прямокутного і таврового перерізу становить 5%.

1. Строительная механика. Избранные труды, Шухов В.Г. М.: Наука, 1977. – 193с. 2. Методика експериментальних досліджень міцності та деформативності дерев'яної ванти, армованої сталевим тросом, А. Р. Кравз, Б. Г. Демчина, І. І. Лукач та ін. Теорія і практика будівництва. Видавництво Львівської політехніки, 2012. – 4 с. 3. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций на МЗП, ЦНИИСК им. Кучеренко. 1983. – 39с

ПОРІВНЯННЯ О МІСЦЕВОЙ СТІЙКОСТІ СТІНОК ДВОТАВРОВИХ БАЛОК ЗА ДБН В.2.6-198-2014 І ЄВРОКОДОМ 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010) ПРИ ПРУЖНІЙ РОБОТІ СТАЛІ

A COMPARISON THE STABILITY WALL OF THE I-SECTION BEAMS IN BENDING IN ACCORDANCE WITH THE STATE STANDARD (DBN V.2.6-198-2014) AND EUROCODE 3 (DSTU N B EN 1993-1-1: 2010)

Білик С.І., проф., д.т.н., Лавриненко Л.І., Альтаїє Н., аспірант, Салієнко В.І., магістр, (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Bilyk S.I., doctor of technical sciences, proffesor, Lavrinenko L.I., candidate of technical sciences, docent, Altaie H., postgraduate, (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Проведено порівняння теоретичних досліджень критичних напружень при втраті стійкості стінок двотаврових балок з вимогами нормативних документів ДБН В.2.6-198-2014 І ЄВРОКОДОМ 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010).

In article studies is a comparison of the stability wall of The I-section beams in bending in accordance with the State Standard (DBN v.2.6-198-2014) and Eurocode 3 (DSTU n b en 1993-1-1: 2010). Also a comparison of the buckling wall of The I-section beams in bending in accordance with normative documents and with theoretical results task of the buckling plates

Ключові слова:

Стійкість стінки, згинальний момент, поперечна сила, дотичні напруження.

Stress, flexibility wall strength, stability wall, bending moments, shear strength, shear stress.

Актуальність роботи. Необхідність проектування сталевих конструкцій за європейськими нормативними документами відкрита завдяки прийняттям ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 (Єврокод 3) "Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. (EN 1993-1-3:2006, IDT)". Основним документом з проектування залишається ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» Державний стандарт ДСТУ-Н Б

EN 1993-1-1:2010 є адаптованими нормативними документами європейських норм (Єврокод 3)[1,2,3].

Проектування сталевих конструкцій за різними нормативними документами [1,2,3,4] вимагає визначення загальних спільних теоретичних положень і розуміння робочих факторів, які є аналітичною основою нормативних документів, і які забезпечують певні запаси при розрахунках на стійкість і міцність, враховують особливості напружено-деформованого стану і вплив початкових ексцентриситетів прикладання навантаження і недосконалості виготовлення конструкцій. **Актуальність таких досліджень обумовлена вирішенням важливої науково-технічної проблеми** узагальнення та розвиток теоретичних положень міцності та стійкості сталевих конструкцій при удосконаленні нормативних документів з розрахунку сталевих конструкцій при адаптації до європейських технологій і норм з проектування.

Аналіз основних досліджень і публікацій. В статті розглянуто тільки 1 клас перерізів за ДБН В.2.6-198-2014 (3 клас перерізів за Єврокодом 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010), вважається що сталь працює в межах пружних деформацій. Слід відзначити основні наукові дослідження зі стійкості пластин, як елементів складених перерізів сталевих конструкцій: С.П. Тимошенко (1910), Ф. Bleich, F., Southwell, R.V., and Skan, S.W. (1924) [5,6,12,13,14]. В цих фундаментальних роботах розглянута стійкість пластин різної довжини при різних умовах закріплення та навантаженнях. Наукові праці Вольмира А.С, А.А. Власова, Б.М. Броудэ, Алфутів А.С. [15,16,17,18] були направлені на вирішення важливих практичних задач проблем стійкості пластин при різних умовах закріплення. Проведені числові дослідження стійкості пластин при різних умовах обпирання, показана відмінності між точним рішенням і приблизним рішенням. Поведінка закритичної роботи пластин присвячені дослідження р ряду авторів [15,16,17,18]. Ідея Т. Кармана (1932) про концепцію ефективного перерізу елемента після втрати стійкості стінки [14] набула розвитку в сучасних нормативних документа для балок з гнучкою стінкою, для 4 класу перерізів за європейськими нормативними документами. Стійкості тонкостінних сталевих з урахуванням втраті стійкості стінок або полиць викладені в робота Stowell, E.Z. (1943), Schafer, B. W., Peko`z, T. (1987 -2012), Thomasson, P.(1978) [19,20,26,28,31]. Стійкості стінок і полиць холодно формованих тонкостінних елементів досліджено в роботах [21,22,23,24,25]. Закритична робота складових пластини сталевих балок і колон з гнучкою і стінкою постійного і змінного перерізу [32,33,34, 35,36] балок з поперечно гофрованою стінкою, тонкостінних профілів з поздовжніми гофрами [34,7,29,30] відкривають можливість підвищити ефективність використання сталі в сталевих елементах завдяки їх тонкостінності.

Постановка задачі. Порівняти нормативні вимоги стійкості стінок двотаврів європейських та вітчизняних норм з проектування балкових елементів.

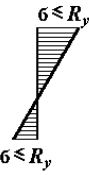
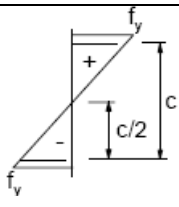
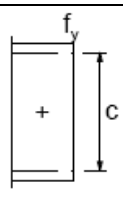
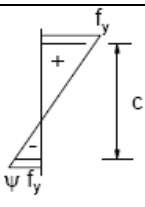
Мета і задача досліджень, методика досліджень. Узагальнити дослідження визначення визначення стійкості сталевих елементів, що працюють на згин.

Використовуються аналітичні методи і підходи щодо результатів досліджень стійкості пластин металевих елементів.

Результати дослідження. За ДБН В.2.6-198-2014 стійкість стінки визначається залежності від місцевих напружень при $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

В таблиці 1 наведено порівняння вимог за ДБН В.2.6-198-2014 і Єврокодом 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010) при визначенні стійкості стінок балок.

Таблиця 1

Порівняння місцевої стійкості стінок балок при згині за ДБН В.2.6-198-2014 і за Єврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010) при пружній роботі сталі			
Згинальні елементи Клас перерізів 1 за ДБН В.2.6-198-2014	Згинальні елементи Клас перерізів 3 за Єврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010)		
			
$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ – за відсутності місцевого напруження у балках з двосторонніми поясними швами;	$c/t \leq 124\varepsilon$ $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$c/t \leq 42\varepsilon$	якщо (when) $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$
		якщо (when) $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\varepsilon (1-\psi) \sqrt{(-\psi)}$	

Місцева стійкість стінок за ДБН В.2.6-198-2014 забезпечена при граничній гнучкості:

Введено поняття гнучкості стінки $\lambda_w = \frac{h_w}{t_f}$. За розрахункову довжину стінки

h_{ef} приймають: у зварних балках – повну висоту стінки h_w , у прокатних і гнутих – відстань між початками внутрішніх закруглень.

$\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ – за відсутності місцевого напруження у балках з двосторонніми

поясними швами;

$\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ – те саме, у балках з односторонніми поясними швами;

$\bar{\lambda}_w \leq 2,5$ – за наявності місцевого напруження у балках з двосторонніми поясними швами.

Виконано порівняння цих характеристик в залежності від класу сталі (f_y) та гнучкості стінки ($\bar{\lambda}_w$). Таке порівняно виконано і наведені результати у табл.2.

Таблиця 2

$R_{yf} (f_y),$ МПа	235		320	
	ДБН В.2.6-198-2014	ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010	ДБН В.2.6-198-2014	ДБН В.2.6-198-2014
	$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$	$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$	$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$	$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$
$\bar{\lambda}_w \leq 2,5$	74,0184	124	71,056	68,42381
$\bar{\lambda}_w \leq 3,2$	94,7436	124	90,9523	87,58248
$\bar{\lambda}_w \leq 3,5$	103,626	124	99,479	95,79334
$\bar{\lambda}_w \leq 4,2$	124,351	124	119,375	114,952
$\bar{\lambda}_w \leq 5,5$	162,841	124	156,324	150,5324

Таким чином, за ДБН стійкість стінок забезпечується із умови граничної умовної гнучкості $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ (гнучкість $\lambda_w = h_w / t_w = 103,63$), за європейськими нормами із умови граничної умовної гнучкості $\bar{\lambda}_w \leq 4,2$ (гнучкість $\lambda_w = h_w / t_w = 124$). За європейськими нормами більше враховується защемлення стінок поилицями, але і накладаються більші обмеження на звіс полиці, що підвищує защемлення стінки в полицях. Таким чином, в європейських нормах закладено механізм проектування більш високих балок з більш вузькими полицями.

Теоретичні основи місцевої стійкості стінок двотаврових балок. В теорії стійкості стінок двотаврових балок прийнято **розрахункова схема стінок, як нескінченно-довгих пластин пружно защемлених у поясних листах.** Пружне защемлення стінок залежить від жорсткості поясів та їх напружено-

деформованого стану : рівня напружень по відношенню до критичних напружень, які виникають в стиснутій полиці двотавра при згинно-крутильній формі втрати стійкості.

Стінка балки може втрачати стійкість внаслідок переважної дії дотичних напружень τ або переважної дії стискаючих напружень σ при дії згинального моменту і поперечних сил. Стискаючі зовнішні сили відсутні, нормальні напруження виникають тільки від згинального моменту (M_x).

Критичні напруження в пластинах при дії дотичних напружень без урахування локальних напружень (σ_{loc}). Для демонстрації впливу защемлення в поясах стінок в балках розглянуто узагальнено результати досліджень стійкості пластин при різних умовах обпирання. Записи формул проведені у відповідності із позначеннями прийнятими у вітчизняних нормативних документах.

Стійкість пластин шарнірно-опертих по контуру. В теорії стійкості пружних пластин прийнято, що при ширині пластини (b) та довжині (a) виконується умова довгої, нескінченно-довгої пластини ($a \gg b$). На пластину діють тільки дотичні напруження, нормальні напруження відсутні, або їх величиною можна знехтувати $\tau \gg \sigma$. ($Q \rightarrow \max; M = 0$)

Експериментальні дослідження в свій час показали, що при дії дотичних напружень втраті стійкості таких пружних пластин відбувається через утворення складок під кутом до поздовжньої осі.

Вигнуту поверхню пластини при втраті стійкості при зсуві рекомендується описувати подвійною синусоїдальною функцією.

$$w = f \sin \frac{\pi y}{b} \sin \frac{\pi}{l}(x - ky). \quad (1)$$

В представленій апроксимації прогинів пластини при випучуванні прийнято такі позначення: b – ширина пластини, l – відстань між вузловими точками, k – параметр нахилу складок при випучуванні, f – максимальне переміщення пластини з площини при втраті стійкості.

Робота зовнішніх зсувних сил, що призводить до втрати стійкості пластини буде:

$$W = \tau t_w \int_0^b \int_0^l \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} dx dy. \quad (2.a)$$

Після інтегрування отримана наступна відома формула .

$$W = \tau t_w f^2 \frac{\pi^2 k_\tau b}{4l}. \quad (2.b)$$

Повна потенціальна енергія буде мати запис.

$$U = Df^2 \frac{\pi^4}{8lb} \left[\frac{l^2}{b^2} + 6k_\tau^2 + 2 + \frac{b^2}{l^2} (1 + k_\tau^2)^2 \right]. \quad (3)$$

Якщо прирівняти потенціальну енергію внутрішніх сил до роботи зовнішніх сил, тоді буде рівняння для визначення критичних дотичних напружень τ_{cr} .

$$U = W \rightarrow \tau t_w f^2 \frac{\pi^2 k_\tau b}{4l} = Df^2 \frac{\pi^4}{8lb} \left[\frac{l^2}{b^2} + 6k_\tau^2 + 2 + \frac{b^2}{l^2} (1 + k_\tau^2)^2 \right]. \quad (4)$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 D}{2t_w k_\tau b^2} \left[\frac{l^2}{b^2} + 6k_\tau^2 + 2 + \frac{b^2}{l^2} (1 + k_\tau^2)^2 \right]. \quad (5)$$

Найменше значення критичних дотичних напружень буде приймати значення при умові.

$$\frac{\partial \tau}{\partial k_\tau} = 0, \quad \frac{\partial \tau}{\partial l} = 0. \quad (6)$$

Друга умова (6) дає мінімальне відношення.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \tau}{\partial l} = 0. \rightarrow \frac{\partial \tau}{\partial l} &= \frac{\pi^2 D}{2t_w k_\tau b^2} \left[2 \frac{l}{b} - \frac{2(l/b)}{l^4/b^4} (1 + k_\tau^2)^2 \right] = 0 \\ 2 \frac{l}{b} - \frac{2(l/b)}{l^4/b^4} (1 + k_\tau^2)^2 &= 0 \rightarrow 1 - \frac{1}{l^4/b^4} (1 + k_\tau^2)^2 = 0 \rightarrow \frac{l^4}{b^4} = (1 + k_\tau^2)^2. \end{aligned}$$

Остаточно.

$$\frac{l}{b} = \sqrt{(1 + k_\tau^2)}. \quad (7)$$

Інша умова (6), дає алгебраїчне рівняння з двома невідомими.

$$\frac{\partial \tau}{\partial k_\tau} = \frac{\pi^2 D}{2t_w b^2} \left[\frac{1}{k_\tau} \left[\frac{l^2}{b^2} + 6k_\tau^2 + 2 + \frac{b^2}{l^2} (1 + k_\tau^2)^2 \right] \right]' = 0.$$

$$-\frac{l^2}{k_\tau^2 b^2} - 6 - \frac{2}{k_\tau^2} - \frac{b^2}{l^2 k_\tau^2} (1 + k_\tau^2)^2 + 12 + 4 \frac{b^2}{l^2} (1 + k_\tau^2) = 0. \quad (8.a)$$

Заміна розмірів пластини $\frac{l}{b} = \sqrt{(1 + k_\tau^2)}$ приводить до рівняння з

одним невідомим.

$$-\frac{1}{k_\tau^2} - 1 - \frac{2}{k_\tau^2} + 6 - \frac{1}{k_\tau^2} - 1 + 4 = 0 \rightarrow \frac{4}{k_\tau^2} + 8 = 0. \quad (8.b)$$

Далі проста формула для визначення параметра k_τ^2 , а також для розмірів напівхвилі.

$$k_\tau^2 = \frac{1}{2} \rightarrow k_\tau = \frac{1}{\sqrt{2}}. \quad (8.c)$$

$$\frac{l}{b} = \sqrt{(1 + k_\tau^2)}. \quad \frac{l}{b} = \sqrt{(1 + 0,5)} = 1,2247. \quad (8.d)$$

Формула критичних дотичних напружень має запис такий за (5) з урахуванням (8).

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 D}{2t_w k_\tau b^2} \left[\frac{l^2}{b^2} + 6k_\tau^2 + 2 + \frac{b^2}{l^2} (1 + k_\tau^2)^2 \right]. \quad \tau_{cr} = 4 \frac{\pi^2 D}{t_w k_\tau b^2}.$$

$$\tau_{cr} = 4\sqrt{2} \frac{\pi^2 D}{t_w b^2}. \quad (9.a)$$

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2 D}{t_w b^2}; \quad K_\tau = 4\sqrt{2} = 5,657. \quad (9.b)$$

За дослідженнями Southwell, R. V. (Southwell, R. V. Skan S.W. On the stability under shearing forces of a flat elastic strips. Proceeding of the Royal Socieity. Of London, Series A 105,582-607,1924) точне рішення в замкнутому вигляді дає значення 5,34, що біля 6% менше за приблизне рішення отримане за критерієм

Тимошенко С.П. За приблизним рішенням $l = \sqrt{(1 + k_\tau^2)}b = 1,2247 b$ (за формулою 3.8) при $k_\tau = \frac{1}{\sqrt{2}}$, а точне рішення дає значення $l = 1,25 b$ (рис.3.1).

В таблиці 3 вказано уточнені значення коефіцієнта K_τ при різних відношеннях довжини (l) до ширини пластини (b). l/b

Уточнені значення коефіцієнта K_τ

Таблиця 3

l/b	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	5,0	∞
K_τ	9,34	8,47	7,97	7,57	7,3	6,9	6,64	6,47	6,04	5,71	5,34

Значення наведені у таблиці достатньо точно можна обчислювати за формулою

$$K_\tau = 5,34 + \frac{4}{(l/b)^2}. \quad (10)$$

Стійкість нескінченних пластин жорстко защемиленних по поздовжних крайках. У випадку жорсткого защемлення поздовжних крайок пластин значення параметра стійкості збільшується з 5,34 до 8,98.

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2 D}{t_w b^2}; \quad K_\tau = 8,98. \quad l = 0,8b. \quad (10)$$

Відстань між вузловими точками звужується до $l = 0,8b$. (рис.3.2).

Нормативні вимоги до місцевої стійкості стінок двотаврових балок. Порівняння з теоретичними положеннями.

Стійкість при дії дотичних напружень. Запишемо формули (9) і (10) через позначення прийняті в ДБН В.2.6-198-2014 .

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2 D}{b^2 t_w}; \quad D = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)}. \rightarrow b = h_w \rightarrow \tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2 D}{h_w^2 t_f}. \quad (11.a)$$

Тепер маємо такий результат при переході до гнучкості стінки.

$$(\lambda_w = \frac{h_w}{t_f}).$$

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} E \frac{t_w^2}{h_w^2} \rightarrow \lambda_w = \frac{h_w}{t_f} \rightarrow \tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{\lambda_w^2}. \quad (11.b)$$

Випадку, коли критичні напруження дорівнюють міцності сталіна зріз, з останнього рівняння випливає формула для отримання граничної гнучкості стінки при якій стінка не буде втрачати стійкості.

$$\tau_{cr} = R_s \rightarrow \lambda_w^2 = K_\tau \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \frac{E}{R_s}. \quad (12.a)$$

$$\lambda_w = \sqrt{K_\tau \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{E}{R_s}}} \cdot \lambda_w = \sqrt{K_\tau \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{R_y}{R_s}} \sqrt{\frac{E}{R_y}}}. \quad (12.b)$$

Перейдемо до умовної гнучкості стінки ($\bar{\lambda}_w$):

$$\bar{\lambda}_w = \lambda_w \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (13.a)$$

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{\lambda_w^2} \cdot \tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \frac{R_y}{\lambda_w^2 (R_y / E)}. \quad (14.b)$$

Якщо дотичні критичні напруження за (3.14.b) досягають межі міцності сталі на зсув, тоді формула (3.14.b) прийме запис.

$$\tau_{cr} = R_s \rightarrow R_s = \frac{R_y}{\sqrt{3}} = 0,577 R_y \rightarrow \quad (15.a)$$

$$R_y = 1,732 \rightarrow R_s \rightarrow R_y = \sqrt{3} R_s.$$

$$R_s = K_\tau \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \rightarrow R_s = K_\tau \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \frac{\sqrt{3} R_s}{\bar{\lambda}_w^2}. \quad (15.b)$$

При значенні $K_\tau = 5,34$ маємо формулу для визначення кричних дотичних напружень та граничну гнучкість стінки при втраті стійкості стінки від зсувних зусиль.

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{\pi^2 \sqrt{3}}{12(1-\nu^2)} \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2} = 9,769 \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2}. \quad (16.a)$$

$$\tau_{cr} = R_s = \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \rightarrow \bar{\lambda}_w^2 = 9,769 \rightarrow \bar{\lambda}_w = \sqrt{9,769} = 3,12. \quad (16.b)$$

В нормативних документа з проектування сталевих конструкцій прийнято враховувати **защемлення стінки** в поясах двотаврової балки, тому кричні дотичні напруження та граничне значення умовної гнучкості при умові $\tau_{cr} = R_s$ прийнято більшим.

$$\tau_{cr} = 10,3 \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \rightarrow \bar{\lambda}_w = \sqrt{10,3} = 3,2.$$

Таким чином, на стійкість стінок балок при дії дотичних напружень защемлення полицями є фактично пружним защемлення стінки полицями, вплив початкових недосконалостей так впливає, що фактично вважається, що стінка близька до ідеально шарнірно защемленої пластини.

Висновки. Проведено порівняння теоретичних досліджень критичних напружень при втраті стійкості стінок двотаврових балок з вимогами нормативних документів ДБН В.2.6-198-2014 і ЄВРОКОДОМ 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010). Показано, в нормативних вимогах введено певні запаси за місцевою стійкістю стінок, які враховують початкові недосконалості та дордаткові локальні напруження. Доказано спільність теоретичних положень покладених в основу розрахунку критичних напружень при втраті стійкості стінок сталевих елементів за вимогами нормативних документів ДБН і ДСТУ.

1. ДБН В.2.6-198-2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування», Мінрегіонбуд, 2014, К.: Видавництво «Сталь», 2014, 199 с. 2. AISI-S100. (2007) North American Specifications for the Design of ColdFormed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C. 3. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2012 "Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT)". 4. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 "Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006, IDT)". 5. Григолюк Э. И. Проблемы

нелинейного деформирования: Методы приложения решения по параметру в нелинейных задачах механики твердого деформируемого тела. /Э.И. Григолюк, В.И. Шалашилин/ М: Наука. Гл.ред.физ.мат. лит., 1988 -233 с. **6.** Karman, Th. The strength of thin plates in compression / Th. Karman, E. E. Sechler, L. H. Donnell // Transaction of the ASME. Vol. 54 – New York : ASME, 1932. – P. 53-57. **7.** Расчет стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3. Хейвуд М., Уей. Э., Беляев Н.А., Билык С.И. Билык А.С., Украинский Центр Стального Строительства, 2015 К.: Изд-во ООО «НПП «Интерсервис»», 2015, с.99. **8.** Білик С.І. Теоретичне порівняння фактора стійкості і коефіцієнта поздовжнього згину центрально-стиснутих сталевих колон з урахуванням початкових деформацій та вигинів//Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. Вип. 15. – К. : Вид-во «Сталь», 2015. – С. 48-61. **9.** Thomasson, P. (1978). "Thin-walled C-shaped panels in axial compression." Swedish Council for Building Research, D1 1978, Stockholm, Sweden. **10.** Southwell, R.V., and Skan, S.W. (1924). "On the stability under shearing forces of a flat elastic strip." Proceedings of the Royal Society A, 105(733), 582-607. **11.** Timoshenko S.P. and Gere J.M: Theory of Elastic Stability, McGraw Hill Kogakusha Ltd., New York. 1961. **12.** Desmond, T.P., Peköz, T., and Winter, G. (1981). "Edge stiffeners for thin-walled members." Journal of the Structural Division, ASCE, 107(ST2), 329–353. **13.** Naik, R. (2010). "Elastic Buckling Studies of Thin Plates and Cold-Formed Steel Members in Shear." Virginia Tech Research Report No. CE/VPI-ST- 10/08, Blacksburg, VA. **14.** Pham, C.H., and Hancock, G.J. (2009). "Shear buckling of thin-walled channel sections." Journal of Constructional Steel Research, 65(3), 578-585. **15.** Pham, C.H. and Hancock, G.J. (2012), Direct strength design of cold-formed C-sections for shear and combined actions, JSE, ASCE, Vol. 138, No.6, pp 759 - 768. **16.** Schafer, B.W. (2002). "Local, distortional, and Euler buckling of thin-walled columns." Journal of Structural Engineering, 128(3), 289-299. **17.** Singer J., Arbocz J., Weller T. Buckling Experiments, Experimental Methods in Buckling of Thin-Walled Structures, Volume 2, Shells, Built-up Structures, Composites and Additional Topics. ©John Wiley and Sonc. Inc.? New York. 1998. Pages 1136. **18.** Schafer, B. W. (1997). "Cold-formed steel behavior and design: Analytical and numerical modeling of elements and members with longitudinal stiffeners." PhD dissertation, Cornell Univ., Ithaca, N.Y. **19.** Schafer, B. W. (2000). "Distortional buckling of cold-formed steel columns: Final report." Sponsored by the American Iron and Steel Institute, Washington, D.C. **20.** Schafer, B. W., and Peko"z, T. (1998a). "Computational modeling of coldformed steel: Characterizing geometric imperfections and residual 298 / JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING / MARCH 2002 stresses." J. Constr. Steel Res., 47~3. **21.** Schafer, B. W., and Peko"z, T. ~1998b!. "Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions." 14th Int. Specialty Conf. on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis. **22.** Schafer, B. W., and Peko"z, T. ~1999!. "Laterally braced cold-formed steel flexural members with edge stiffened flanges." J. Struct. Eng., 125~2!, 118–127. **23.** Southwell, R.V., and Skan, S.W. (1924). "On the stability under shearing forces of a flat elastic strip." Proceedings of the Royal Society A, 105(733), 582-607. **24.** Stowell, E.Z. (1943). Critical Shear Stress of an Infinitely Long Flat Plate with Equal Elastic Restraints Against Rotation Along the Parallel Edges, National Advisory Committee for Aeronautics (NACA), Report No. 3K12, Langley Field, VA. **25.** Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем.: монография / Н.А. Алфутов. – Москва, Машиностроение. – 1978. **26.** Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. – М.: Госиздат физ-мат литературы, 1959. – 544 с. **27.** Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М.: «Наука», 1967. – 984 с. **28.** Тимошенко С.П. История науки о сопротивлении материалов с краткими

сведениями о теории упругости и теории сооружений. – М.: Гостехтеоретиздат, 1957. – 536 с. **29.** Фепплъ А. Сила и деформация : прикладная теория упругости. Т. 2 / А. Фепплъ, Л. Фепплъ – М.-Л. : Главная редакция общетехнической литературы и номографии, 1938. – 408 с. **30.** Білик С.І., Стійкість холодногнутих швелерів з урахуванням пластичних властивостей мало вуглецевих сталей / С.І. Білик, А.С. Білик, М.В. Усенко, О.Є. Золотопольський // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. Вип. 7. – К. : Вид-во «Сталь», 2011. – С. 26-35. **31.** Білик С.І., Залишкові напруження в сталевих холодногнутих профілях / С.І. Білик, А.С. Білик, М.В. Усенко, В.В. Куземко, В.В. Нужний // Строительство, материаловедение, машиностроение. Сборник научных трудов. Выпуск 61 – Днепропетровск, 2011. **32.** Білик С.І., Методика розрахунку на стійкість холодногнутих швелерів з урахуванням пластичних деформацій / С.І. Білик, М.В. Усенко // Строительство, материаловедение, машиностроение». – Выпуск 60. – Днепропетровск, 2011. – С. 21-25. **33.** Білик С.І., Про стійкість центрально-стиснутого гнутого швелера з урахуванням розвитку пластичних деформацій./ С.І. Білик, М.В. Усенко // Зб. наук. пр. Вип. 21. – Рівне. МОН України, НУВГП, 2011. – С. 136–143. **34.** Білик С.І., Апроксимація діаграми розтягу сталі степеневою функцією / С.І. Білик, А.С. Білик, М.В. Усенко // Современные строительные конструкции из металла и древесины// Сборник научных трудов №15, часть 3.-Одесса. МОН Украины, ОДАБУ, 2011.-С.3-9. **35.** Білик С. І., Скляров І. О. Рациональні рамні каркаси постійного та змінного двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки – К. : Вид-во «Сталь», 2010. – С. 199-209. **36.** Скляров І. О, Білик С. І. Розвиток теорії розрахунку та проектування рамних каркасів змінного двотаврового перерізу з гнучкою стінкою / І. О. Скляров, С. І. Білик // Містобудування та територіальне планування: Науково- технічний збірник – Вип. 38. – К., КНУБА, 2010. – С. 48-56.

РОЗРАХУНОК ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ КОЛОН ЗА ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ ІЗ ЗНАКОЗМІННИМИ ЕКСЦЕНТРИСИТЕТАМИ У ВІДПОВІДНОСТІ НОВИХ НОРМ.

РАСЧЕТ ЗА НЕСУЧЕЙ СПОСОБНОСТЬЮ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ КОЛОН ПРИ ДЕЙСТВИИ МОЛОЦИКЛОВЫХ НАГРУЗОК С ЗНАКОПЕРЕМЕННЫМИ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТАМИ В СООТВЕТСТВИИ НОВЫХ НОРМ.

ALCULATION AFTER BEARING STRENGTH OFF-CENTER THE COMPRESSED COLUMNS FOR ACTIONS OF МАЛОЦИКЛОВИХ LOADING WITH ALTERNATING ЕКСЦЕНТРИСИТЕТАМИ IN ACCORDANCE OF NEW NORMS.

Масюк Г. Х., к.т.н., проф., Масюк В. Г., асистент (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне).

Масюк Г. Х., к.т.н., проф., Масюк В. Г., ассистент (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно).

Masuk G. Ch., candidate of technical sciences, professor,

Masuk V. G., assistant (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne).

В статті наведені пропозиції щодо використання розрахунків несучої здатності позацинтрнво стисннх колон за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетамн на основі нових норм з використанням критерію міцності.

В статье приведены предложения по использованию расчетов несущей способности внецентрннно сжатых железобетонных колон при действии малоцикловых нагрузок со знакопеременными эксцентриситетамн на основании новых норм с использованием критерия прочности.

In the article the brought suggestions over in relation to the use of calculations of bearing strength off-center the compressed columns for the actions of the малоциклових loading with alternating excentricities on the basis of new norms with the use of criterion of durability.

Ключові слова:

Позацинтрнвий стиск, мало циклові навантаження, знакозмінні ексцентриситети.

Внецентрннное сжатие, малоцикличные нагрузки, знакопеременные эксцентриситеты.

Off-center clench, small cyclic loading, alternating excentricities.

Вступ. Розрахунок за несучою здатністю позацинтрнво стисннх залізобетонних конструкцій у відмінених нормативних документах [1], окрім

переваг, таких як: чіткий фізичний зміст, простота при застосуванні та достатня апробація, має суттєвий недолік – не врахування явища перерозподілу напружень стиснутої зони за дії повздовжньої сили навіть при односторонніх ексцентриситетах, властивого таким елементам. Що ж стосується визначення несучої здатності позацентрово стиснутих елементів зі знакозмінними ексцентриситетами, то враховуючи вказаний недолік, задача ускладнюється в отриманні достовірних результатів.

Аналіз останніх публікацій і досліджень, в яких розглядається розв’язання даної проблеми. За даними аналізу останніх публікацій, в яких висвітленні пропозиції щодо усунення недоліку попередніх норм встановлено наступне. У діючих нормативних документах [2, 3] пропонується вирішити дану проблему шляхом виконання розрахунків несучої здатності залізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі. Деякі пропозиції по вдосконаленню методики розрахунку за несучою здатністю позацентрово стиснутих залізобетонних елементів, викладено в роботах [4]. Вирішення даної проблеми, на основі аналізу розглянутих публікацій, полягає в отриманні функціональної залежності для визначення граничного рівня η_u при якому виникають деформації стиску бетону, і при цьому елемент ще здатний чинити опір зовнішньому навантаженню. Виходячи з цього, розробка методики розрахунку за несучою здатністю позацентрово стиснутих елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень, на основі нелінійної деформаційної моделі з використанням критерію міцності, що дозволить теоретично визначити граничні значення деформацій стиску бетону в залізобетонному елементі, є актуальною задачею.

Мета і задачі досліджень. Отримати аналітичні залежності для розрахунку несучої здатності позацентрово стиснутих залізобетонних колон за дії малоциклових навантажень зі знакозмінними ексцентриситетами з використанням нелінійної деформаційної моделі.

Основна частина. В результаті проведених експериментально-теоретичних досліджень для вирішення даної задачі розглядається гранична рівновага позацентрово стиснутого елемента (колони) прямокутного профілю $b \times h$ з симетричним армуванням за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами (рис.1) з застосуванням передумов розрахунку, прийнятих у діючих нормах [2, 3].

При одноразовому статичному завантаженні елемента на позацентровий стиск (рис.2), розрахункові формули рівнянь рівноваги будуть мати вигляд:

$$\Sigma_{z-z}=0; N+N_S-N'_S+N_C=0, \quad (1)$$

$$\Sigma_{Mo}=0; N'_S(d-a'_s)+N_C \cdot X_{Nc}-Ne_s=0; \quad (2)$$

де N_c , N_s , N'_s – рівнодіючі зусиль відповідно в бетоні стиснутої зони, в розтягнутій та стиснутій арматурі;

N – повздовжня сила від зовнішнього навантаження на елементі;

d – робоча висота перерізу;

X_{N_c} – відстань від точки прикладання рівнодіючої зусиль в бетоні стиснутої зони до осі y ;

a_s – відстань від стиснутої грані перерізу до точки прикладання рівнодіючої в стиснутій арматурі;

$e_s = e_o + n/2 - a_s$ – відстань від точки прикладання зовнішньої повздовжньої сили до точки прикладання рівнодіючої в розтягнутій арматурі;

e_o – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили відносно центру ваги перерізу.

a_s – відстань від розтягнутої грані перерізу до точки прикладання рівнодіючої в розтягнутій арматурі.

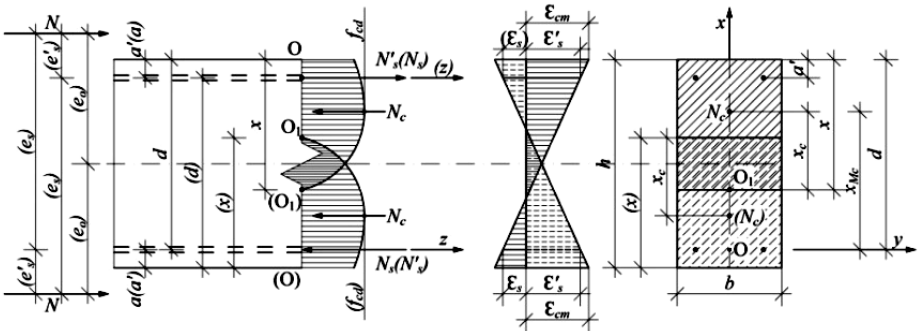


Рис. 1. Розрахункова схема позациентровано стиснутого залізобетонного елемента за дії знакозмінних навантажень при $x < h$.

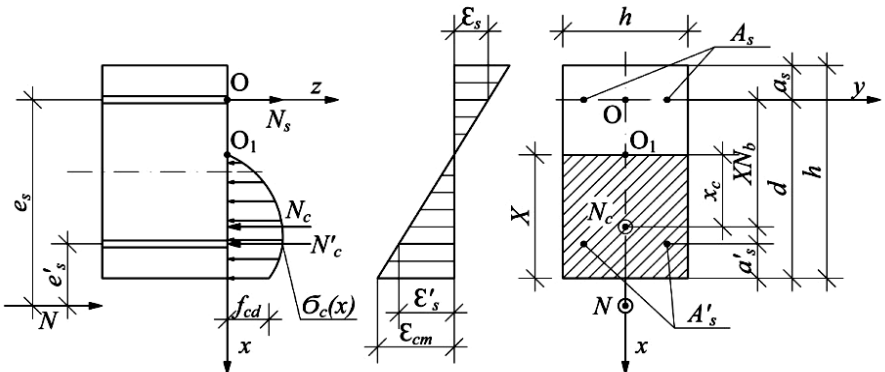


Рис. 2. Розрахункова схема позациентровано стиснутого залізобетонного елемента при одноозначному навантаженні.

Рівнодіючі зусиль в бетоні стиснутої зони, розтягнутій і стиснутій арматурі визначаються за формулами:

$$\left. \begin{aligned} N_c &= \int_0^x \sigma_c(x) b dx \\ N_s &= \sigma_s A_s \\ N'_s &= \sigma'_s A'_s \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

За рекомендаціями [2] зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону залізобетонного елементу $\sigma_c(\eta)$ приймаються у вигляді залежності

$$\sigma_c \eta(\eta) = f_{cd} - \frac{K\eta - \eta^2}{1 + (K-2)\eta}, \quad (4)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cm}$ – змінні значення рівня деформацій бетону,

$K = \varepsilon_{cm} \varepsilon_c / f_{cd} = 1 \dots 4$ – коефіцієнт пружно-пластичності бетону.

Використавши ряд залежностей наведених авторами роботи [4], а саме: функціональний зв'язок $\eta_c - x$ в системі координат XOY , початок в точці O_1 (рис.2), отримано із використанням гіпотези плоских перерізів.

$$\varepsilon_c \eta(x) = \left(\frac{\varepsilon_{cm}}{x} \right) x \rightarrow \eta_\varepsilon(x) = \left(\frac{\eta_\varepsilon}{x} \right) x, \quad (5)$$

X – висота стиснутої зони;

x – координата по осі X .

Залежність (4) з урахуванням (5) приведемо до рівнянь (1), (2) функції напружень

$$\sigma_c \eta(x) = f_{cd} \left[K \frac{\eta_{cm} x}{x} - \left(\frac{\eta_{cm} x}{x} \right)^2 \right] / [1 + (K-2) \frac{\eta_{cm} x}{x}], \quad (6)$$

Після інтегрування функцій (6) зусилля в стиснутому бетоні набуде вигляду

$$N_c = f_{cd} b X \cdot \omega \quad (7)$$

При умові повного використання стиснутої і розтягнутої арматури A'_s і A_s із рівняння (1) і рівності (7) отримаємо, що висота стиснутої зони в стані граничної рівноваги елементу буде:

$$X = \frac{N_c}{f_{cd} b \omega} = \frac{N + f_{yd} A'_s - f_{yd} A_s}{f_{cd} b \omega}, \quad (8)$$

а положення точки прикладання рівнодіючої зусиль N_c –

$$x_c = \frac{S_c}{N_c} = X \frac{\varphi}{\omega}, \quad (9)$$

де $S_c = f_{cd} b X^2 \varphi$ – статичний момент об'ємної епюри напружень стиснутої зони відносно осі, що співпадає з нейтральною лінією;

$\varphi(\eta_{cm} K)$ – коефіцієнт, функціональна залежність якого наведена в (4).

Із аналізу виразів (8) і (9) встановлено, що для обчислення параметрів стиснутої зони X і x_c , необхідно визначити η_ε при якому елемент здатний чинити максимальний опір зовнішньому навантаженню. Для цього авторами роботи [5] пропонується використовувати екстремальний деформаційний критерій міцності у вигляді

$$N(\eta_{\varepsilon m}) = \max[N(\eta_{\varepsilon m})] \text{ або } \frac{\delta N}{\delta \eta_{\varepsilon m}} \Big|_{\eta_{\varepsilon m} = \eta_{\varepsilon u}} = 0. \quad (10)$$

Із (рис.2) видно, що $X_{Nc} = d - X + x_c$ і підставивши (9) у (2) при $A'_S + A_S = \min$, отримаємо залежність

$$N_{eS} = N'_S(d - a'_S) + N_c \left(d - X + X \frac{\varphi}{\omega} \right) = N'_S(d - a'_S) + (N + f_{yd} A_S) \left[d - \frac{N + f_{yd} A'_S - f_{yd} A_S}{f_{cd} b} \left(\frac{\omega - \varphi}{\omega^2} \right) \right], \quad (11)$$

Продиференціювавши вираз (11) по параметри $\eta_{\varepsilon m}$ з урахуванням критерію (10) при умові сприймання елементом максимального навантаження, значення $\eta_{\varepsilon m}$ знаходимо із виразу

$$\frac{\delta}{\delta \eta_{\varepsilon m}} \left(\frac{\omega - \varphi}{\omega^2} \right) = 0, \quad (12)$$

Використовуючи в подальшому залежності наведені в роботі [4] при умові, що $\eta_{\varepsilon m} = \eta_{\varepsilon u}$, де $\eta_{\varepsilon u}$ – рівень максимальних деформацій стиснутого бетону, при якому досягається максимум несучої здатності.

$$\eta_{\varepsilon m} = 0,26 \lg(K - 0,9) + 1,26, \quad (13)$$

Визначивши із (13) значення рівня деформацій $\eta_{\varepsilon u}$ рівняння рівноваги (1) і (2) для загального випадку розрахунку несучої здатності позациентрово стиснутих елементів при плоскому деформування мають вигляд:

$$N_u = f_{cd} b X \omega + \sigma'_S A'_S - \sigma_S A_S, \quad (14)$$

$$N_u \cdot e_S = \sigma'_S A'_S (d - a'_S) + f_{cd} b X \omega \left[d - X \left(1 - \frac{\varphi}{\omega} \right) \right], \quad (15)$$

В цих рівняннях невідомими є величини N_u і X . Напруження в арматурі визначаємо за законом Гука з урахуванням того, що зв'язок між координатою x і деформаціями ε_S гіпотезою плоских перерізів (рис.2) виразимо залежностями:

$$\sigma'_s = E_s \frac{X - a'_s}{X} \varepsilon_{cu} \eta_{\varepsilon u}, \quad (16)$$

$$\sigma_s = E_s \frac{d - X}{X} \varepsilon_{cu} \eta_{\varepsilon u}, \quad (17)$$

Підставивши замість N_u з рівняння (14) в рівняння (15) і врахувавши (16) і (17), отримаємо рівняння для визначення висоти стиснутої зони бетону X

$$f_{cd} b X^2 [X(\varphi - \omega) + (d - e_s)\omega] + A'_s E_s \varepsilon_{cu} \eta_{\varepsilon u} (d - e_s - a'_s) \times \\ \times (X - a'_s) + A_s E_s \varepsilon_{cu} \eta_{\varepsilon u} (d - X) e_s = 0, \quad (18)$$

Визначивши висоту стиснутої зони X із рівняння (15) знаходимо несучу здатність позациентрово стиснутого елементу при однозначному плоскому навантаженні.

За дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами характер роботи позациентрово стиснутих елементів є подібним, але розвиток деформацій матеріалів в стиснутій і розтягнутій зонах перерізу поперемінно, буде суттєво відрізнятися за своїми величинами, порівняно з однозначними навантаженнями. Навіть при експлуатаційних навантаженнях за дії малоциклових знакозмінних навантажень, як показали експериментальні дані, розрахункова міцність бетону на стиск f_{cd} знижується. Це зумовлено причинами зниження його модуля пружності E_{cd} за рахунок перерозподілу зусиль в складових бетону після первинного стиску і розтягу, виникнення власних структурних напружень при наступному розвантаженні і розвитку часткової незворотності деформацій повзучості цементного каменю, а також його старіння. Крім того, також впливає утворення і розвиток повздовжніх і поперечних мікротріщин, які порушують суцільність тіла конструкції, знижуючи тим самим характеристики бетону f_{cd} і E_{cd} .

На основі проведених експериментально-теоретичних досліджень роботи позациентрово статичних колон за дії знакозмінних навантажень встановлено коефіцієнт умов роботи γ_{cyc} , значення якого наведені в [6], який вводиться до розрахункової міцності бетону f_{cd} з урахуванням рівня малоциклових навантажень:

$$\gamma_{cyc} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_1}, \quad (19)$$

Вплив малоциклових навантажень на міцність стиснутого бетону в роботі [7] пропонують визначати за залежністю:

$$f_{cd_{cyc}} = f_{cd} (1 + 0,483 \eta_{cyc} - 0,556 \eta_{cyc}^2) \quad (20)$$

З урахуванням відповідного коефіцієнта умов роботи за дії знакозмінних навантажень позacentрово стиснутих елементів несучою здатність слід визначати за умовою:

$$N_{\kappa} e_s = \sum_{i=1}^n \sigma'_{si} A'_{si} (d - a_{si}) + f_{cdcy} b X \omega \left[d - X \left(1 - \frac{\varphi}{\omega} \right) \right], \quad (21)$$

Висновок. В зв'язку з введенням у розрахунок за несучою здатністю позacentрово стиснутих залізобетонних елементів обґрунтованого критерію міцності, за допомогою якого можна обчислювати граничні значення деформацій стиску в бетоні, дозволяє враховувати явище перерозподілу напружень в бетоні стиснутої зони, в тому числі і за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами.

За цією методикою при визначенні несучої здатності позacentрово стиснутих елементів є можливість використовувати максимальні деформативні і міцнісні властивості бетону та більш раціонально армувати такі елементи.

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*.-М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989,-80с. 2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009.-К.: Мінрегіонбуд України, 2009.-97с. 3. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010.-К.: Мінрегіонбуд України, 2011.-118с. 4. Павліков А. М. Застосування нелінійної деформаційної моделі в розрахунках міцності позacentрово стиснутих залізобетонних елементів при плоскому та косому деформуванні / Павліков А. М., Бойко О. В., Федоров Д. Ф. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Вип. 22.-Рівне, 2011.-с444-451. 5. Митрофанов В. П. Екстремальний критерій міцності залізобетонних елементів у деформаційній моделі / Митрофанов В. П., Павліков А. М. // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць.-К.:НДІБК, 2005.Вип.62.-с.205-213. 6. Алексієв І. І. Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість позacentрово стиснутих залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень: Дис...канд. техн. Наук: 05.23.01.-Рівне, 2011.-114с. 7. Бабич Є. М. Міцність і деформативність важкого бетону при мало цикловому стисненні / Бабич Є. М., Ільчук Н. І. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць.-Рівне: Вид-во УДУВГП, 2003.-Вип.9.-с.116-123.

**ВИКОРИСТАННЯ КОМПОЗИТНИХ ПЛИТ ЯК НЕЗНІМНОЇ ОПАЛУБКИ
ПРИ БЕТОНУВАННІ ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ МОСТІВ**

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ КОМПОЗИТНЫХ ПЛИТ В КАЧЕСТВЕ
НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ ПРИ БЕТОНИРОВАНИИ ПЛИТЫ
ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ МОСТОВ**

**USING COMPOSITE PLATES AS A PERMANENT FORMWORK FOR
CONCRETING PLATE ROADWAY OF THE BRIDGES**

Коваль П.М., к.т.н., проф., Стоянович С.В., к.т.н. (Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, м. Київ)

Коваль П.Н. к.т.н., проф., Стоянович С.В., к.т.н. (Национальная академия изобразительного искусства и архитектуры, г. Киев)

P. Koval, Ph.D, professor, S. Stoyanovich, Ph.D (The National Academy of Fine Arts and Architecture, Kiev)

Наведені результати експериментальних досліджень композитної плити деревостружкової на цементному в'язучому для використання як незнімної опалубки при влаштуванні монолітної плити прогонових будов мостів.

Приведенные результаты экспериментальных исследований композитной плиты древесностружечной на цементном вяжущем для использования в качестве несъемной опалубки при устройстве монолитной плиты пролетных строений мостов.

The experimental results composite wood-slabs on cement binder for use as permanent formwork for the device monolithic slab spans of bridges.

Ключові слова:

Незнімна опалубка, композитна плита, прогини, деформації, міст.

Несъемная опалубка, композитная плита, прогибы, деформации, мост.

Permanent formwork, composite plate, deflections, deformations, bridge.

Вступ. В останні роки розвиток будівництва в Україні характеризується відходом від використання типових рішень збірних залізобетонних конструкцій. Широке застосування в мостобудуванні знайшли збірно-монолітні конструкції.

Проаналізувавши вітчизняний та зарубіжний досвід будівництва та експлуатації мостів, вивчивши стан існуючих прогонових будов встановлено,

що плита проїзної частини автодорожніх мостів має визначальний вплив на експлуатаційні властивості прогонової будови в цілому. Створення ефективного, надійного та довговічного комплексу плити проїзної частини позитивно вплине на експлуатаційні якості прогонової будови в цілому.

Згідно Державних будівельних норм з проектування мостів плита проїзної частини мостів повинна влаштовуватися монолітною. Виникає необхідність у значних об'ємах робіт з опалублювання та розопалублювання плит проїзної частини, що супроводжується застосуванням риштувань та помостей для установки знімної опалубки у проектне положення. При будівництві мостів через водотоки, над діючими автомобільними дорогами та заліzniцями, при значній висоті опор тощо – застосування риштувань та помостей ускладнене або неможливе. Внаслідок відмови від недосконалих типових проектів та переходу до індивідуального проектування із застосування різних типів головних балок виникають проблеми при влаштуванні інвентарної опалубки плити та виникає необхідність у створенні індивідуальних опалубок. Все це значно збільшує загальну вартість робіт та час зведення прогонових будов.

Тому в монолітному мостобудуванні доцільно використовувати незнімні опалубки, які після бетонування елементу залишаються в тілі бетону. Перевагою незнімних опалубок є те, що в більшості випадків вони не потребують підтримуючих конструкцій (риштувань) та виконання доволі складних робіт із розопалублювання готових залізобетонних конструкцій.

За кордоном широко використовуються при бетонуванні різні типи незнімних опалубок [1, 2, 3, 4]. Але станом на сьогоднішній день робота незнімних опалубок різних типів, при влаштуванні монолітної плити проїзної частини автодорожніх мостів, залишається маловивченою.

В Україні були проведені дослідження залізобетонних плитних та у вигляді сталевого профільованого настилу незнімних опалубок [5, 6, 7, 8, 9]. При використанні сталевих профільованих настилів існує можливість використати їх як елемент зовнішнього армування, плита проїзної частини у цьому випадку працює як сталезалізобетонна конструкція. При використанні залізобетонної незнімної опалубки зменшується армування нижньої зони плити прогонової будови в залежності від їх об'єднання між собою.

Виконані до цього часу дослідження показують актуальність використання незнімної опалубки при влаштуванні монолітної плити прогонової будови. Це дозволяє розширити діапазон проектних рішень, суттєво скоротити терміни будівництва прогонових будов автодорожніх мостів та витрати на опалублювально-розопалублювальні роботи, та, в залежності від типу незнімної опалубки, створити резерви міцності.

Крім вищезгаданих залізобетонних та з використанням профільованого настилу незнімних опалубок при влаштуванні залізобетонної монолітної плити пропонується використовувати як незнімну опалубку композитну плиту деревостружкову на цементному в'язучому [9].

Метою роботи є оцінка можливості використання композитних плит як незнімної опалубки при бетонуванні плит проїзної частини мостів.

Методика досліджень. Завдання досліджень передбачає визначення деформаційних характеристик деревостружкових плит на цементному в'язучому.

Були проведені експериментальні дослідження плити деревостружкової на цементному в'язучому типу BETONYP товщиною 40 мм виробництва фірми FALCO ForgacsIapgyarto Zrt. (Угорщина) виготовленої відповідно MSZ EN 13986:2005 “Wood-based panels in construction. Characteristics, evaluation of conformity and marking”, Budapest, Hungary (Плити деревостружкові у будівництві. Характеристики, оцінка відповідності, маркування).

Такі плити використовуються у Європі як незнімні опалубки при влаштуванні монолітних плит проїзної частини мостів. Але в Україні відстань між балками мостів, як правило, більша, а норми проектування відрізняються від Європейських. Тому виникла необхідність дослідити роботу композитної плити відповідних розмірів при дії навантажень, що відповідають проектним при влаштуванні монолітної плити проїзної частини моста.

Програма випробувань передбачала:

- вимірювання прогинів плити під навантаженням;
- вимірювання фібрових деформацій плити під навантаженням.

Розмір плити – 1210x790 мм. Плита з двох сторін опирається на опори . Величина опирання 50 мм.

Плита випробовувалася в проектному положенні на випробувальному стенді на дію статичних вертикальних навантажень. Моделювали навантаження від свіжоукладеної бетонної суміші, арматури, навантаження від людей, від вібрування бетонної суміші згідно вимог нормативних документів [10, 11] за допомогою піску, що навантажувався на плиту через бездонний ящик рівномірно по всій площині плити. Перед засипкою пісок зважили. Засипка відбувалася поетапно. Максимальне навантаження на плиту склало 7,42 кН. Значення прикладених навантажень на плиту наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Значення прикладених навантажень на плиту

№ ступені	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Значення навантаження, кН	0,99	1,98	2,97	3,95	4,94	5,6	6,09	6,93	7,42

За допомогою механічних прогиномірів системи Аістова та Максимова (рис. 1) вимірювали прогини плити в середині прогону та в місцях опирання плити.

За допомогою індикаторів годинникового типу (ціна поділки 0,001 мм) з базою 200 мм вимірювали фіброві деформації плити (рис. 1). Індикатори на базах встановили посередині плити.



Рис. 1. Загальний вигляд випробування плити та розміщення приладів

Схема розміщення приладів та їх нумерація зображена на рис. 2.

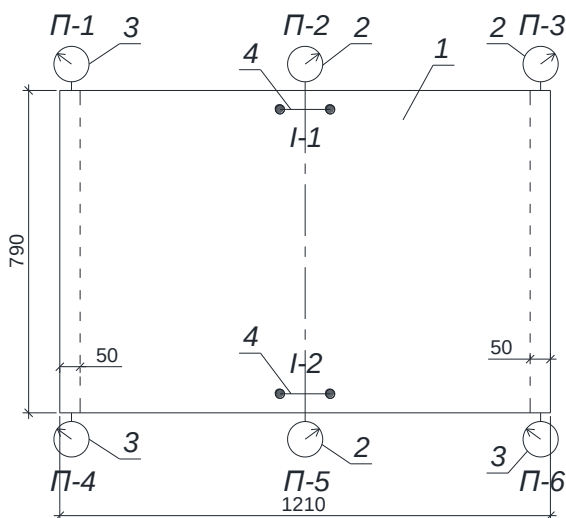
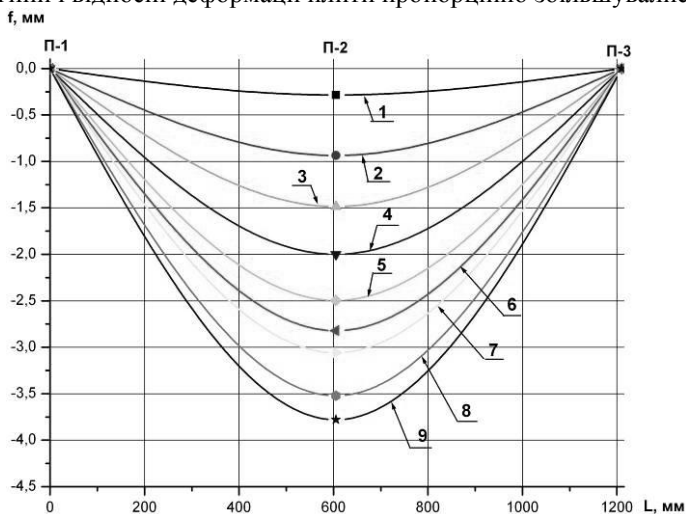
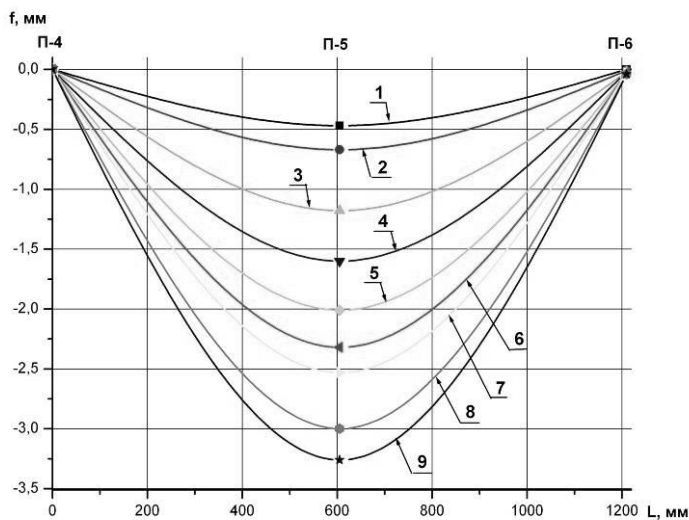


Рис. 2. Схема розміщення приладів на плиті: 1 – композитна плита; 2 – прогиномір системи Аістова; 3 – прогиномір системи Максимова; 4 – індикатор годинникового типу на базі

Результати випробувань. При поетадйному навантаженні композитної плити прогини і відносні деформації плити пропорційно збільшувалися.



а)



б)

Рис. 3. Епюри прогинів плити, де П-1..., П-6 – позначення прогиномірів; 1...9 – номер ступені

На всіх етапах випробування не було зафіксовано тріщин чи ознак руйнування плити. На рис. 3 зображені епюри прогинів на кожній ступені випробувань.

Максимальний прогин плити при навантаженні 7,42 кН був 3,78 мм, що становить $1/294$ прольоту l і є меншим від допустимого прогину опалубки $1/200$ $l=5,59$ мм.

При розрахунку плити в ПК «Ліра» величина прогину при максимальному навантаженні 7,42 кН становить 4,03 мм (рис. 4), що є більшим від експериментального на 6,6 %. Це свідчить про можливість використання цього програмного комплексу для розрахунку композитних плит деревостружкових на цементному в'язучому при використанні їх як незнімної опалубки

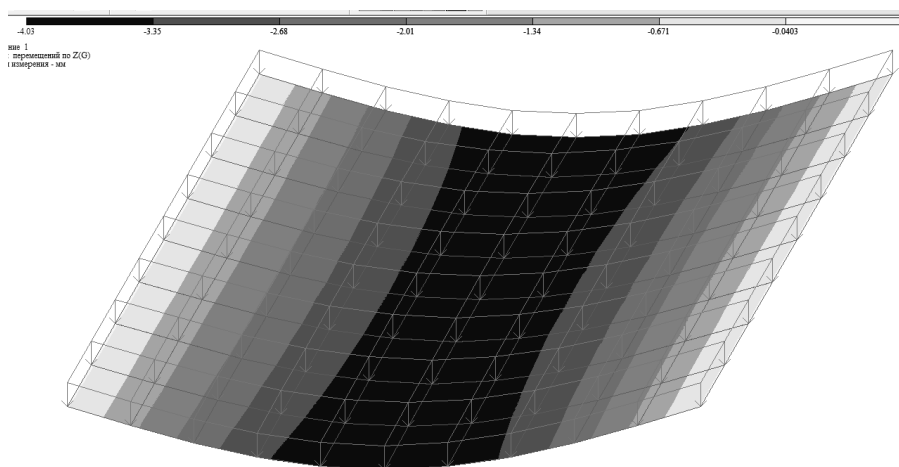


Рис. 4. Ізополя переміщень при максимальному навантаженні плити в ПК «Ліра»

На рис. 5 зображені графіки зміни відносних деформацій плити на кожній ступені випробувань. Прямолінійність графіка свідчить про відсутність утворення тріщин у композитній плиті.

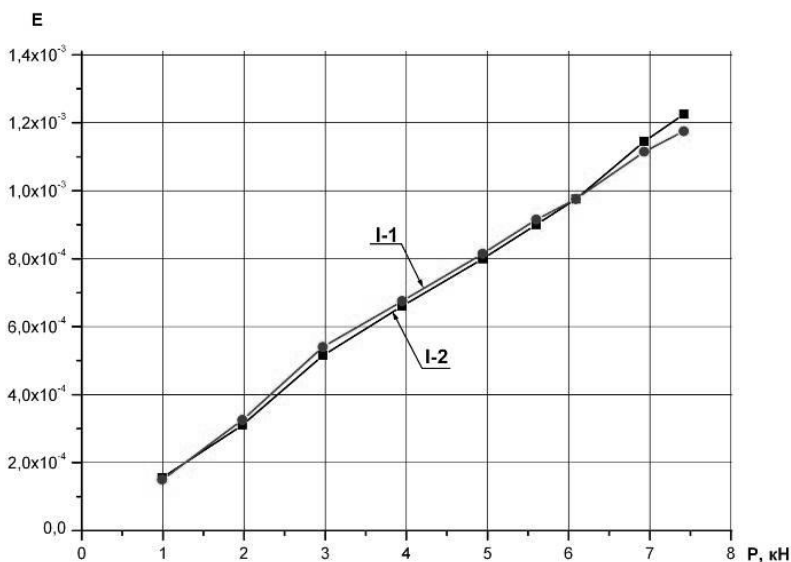


Рис. 5. Графік зміни деформацій плити, де I-1, I-2 – позначення індикаторів

Висновки. За результатами досліджень композитної плити деревостружкової на цементному в'язучому встановлено, що контрольовані величини прогинів при дії статичних навантажень не перевищують їх нормованих значень. Плиту можна застосовувати в конструкціях збірно-монолітних прогонових будов мостів як незмінну опалубку.

1. United States Pat. 5941035, Int. Cl.6 E04B 5/40. Steel joist and concrete floor system / John A. C. Purse (Canada, Mega Building System Ltd). 2. United States Pat. 6578343, Int. Cl.7 E04C 2/32; E04B 5/04; E04B 5/00; E04F 13/04; E01D 19/12. Reinforced concrete deck structure for bridges and method of making same / Fred Dumler, Richard L. Lawrence (United States, Pipe Service, Inc). 3. Reinitzhuber F. Stahlprofilblech – Verbunddecken // Zentralblatt für Industriebau. – 1976. - № 4. – S. 136 – 142. 4. Лисогор С. М. Современные методы строительства гражданских зданий из монолитного бетона. – М.: ЦНИИСК, 1969. – 180 с. 5. Коваль М.П. Перспективи застосування сталевих профільованих настилів для влаштування плит проїзної частини автодорожніх мостів / Коваль М.П. // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава. Полт, 2012. – Вип. 3 (33). – С. 100-106. 6. Фаль А.Є. Монолітна плита проїзної частини моста із армуванням профільованим металевим настилом / Фаль А.Є., Коваль М.П. // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій. Збірник наукових праць. – Львів: Каменяр, 2009. – Випуск 21. – С. 193-202. 7. Коваль М.П. Випробування монолітних плит, армованих сталевим профільованим настилом без прогонового анкерування та із прогоновим анкеруванням базальтопластиковими стрижнями / Коваль М.П. Бетон і железобетон в Украине. – 2015. - №2 (84). – С. 19-25. 8. Koval' M. P. Usage

of permanent formwork for bridge deck slabs in bridge building in Ukraine / Koval' M. P., Kot D. V. // Science, Technology and Higher Education [Text] : materials of the II international research and practice conference, Vol. II, Westwood, April 17th, 2013 / publishing office Accent Graphics communications – Westwood – Canada, 2013. – p. 171 – 177. **9.** Коваль М. П. Незнімні опалубки для залізобетонних плит проїзної частини мостів / Коваль М. П., Фаль А. Є., Стоянович С. В. // Автошляховик України. Науково-виробничий журнал. – 2012. – №1(225). – с. 38 – 43. **10.** ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування. – К: Держбуд України, 2006. **11.** СНиП 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции"

**ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ
СТАЦІОНАРНИХ АВТОМАТИЗОВАНИХ ВОГНЕВИХ ПУНКТІВ**

**ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ
СТАЦИОНАРНЫХ АВТОМАТИЗИРОВАННЫХ ОГНЕВЫХ ПУНКТОВ**

**SPACE-PLANNING AND DESIGN SOLUTIONS OF STATIONARY
AUTOMATED FIRING POINTS**

Г. В. Гетун, к. т. н., професор, В. В. Товбич докт. арх., професор, С. В. Михальченко, директор науково-дослідного інституту історії та теорії архітектури, містобудування та дизайну О. В. Кисіль, аспірантка (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Г. В. Гетун, к. т. н., профессор, В. В. Товбыч докт. арх., профессор, С. В. Михальченко, директор научно-исследовательского института истории и теории архитектуры, градостроительства и дизайна О. В. Кысиль, аспирантка (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

G. V. Getun, candidate of technical sciences, professor, Tovbih V. V., doktor architect, professor, S. V. Mihalhenco, director of the research institute for history and theory of architecture, urban planning and design, O. V. Kissel, postgraduate (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

В статті аналізується необхідність створення стаціонарних прикордонних споруд автоматизованих вогневих пунктів (АВП) для збереження життя військовослужбовців. Запропонована схема об'ємно-планувального та конструктивного рішення споруди АВП на блок-постах. Розглянуті варіанти технології зведення несучих і огорожувальних конструкцій споруди АВП з різних матеріалів.

В статье анализируется необходимость создания стационарных пограничных сооружений автоматизированных огневых пунктов (АОП) для сохранения жизни военнослужащих. Предложена схема объемно-планировочных и конструктивных решений сооружения АОП на блок-постах. Рассмотрены варианты технологии возведения несущих и ограждающих конструкций сооружения АОП из разных материалов.

The article analyzes the need for a fixed border facilities automated firing points (AVP) for saving the lives of soldiers. The proposed scheme of space-

planning and constructive solution building block for AVP positions. Considered variants of the technology of the erection of bearing and enclosing structures of buildings AVP from a variety of materials.

Ключові слова:

Споруда, вогневий пункт, форма, розміри, матеріали, конструкції, міцність. Сооружение, огневой пункт, размеры, материалы, конструкции, прочность. Building, fire point, shape, dimensions, materials, design, strength.

Стан питання та мета досліджень. Метою роботи є розробка науково-прикладних і технологічних рішень із створення новітніх високоефективних оборонних споруд на основі довгострокової інтелектуальної вогневої системи з автоматичним розпізнаванням і знищенням цілей без участі людини, та рекомендацій щодо їх посадки, зведення та маскувannya на різній місцевості.

Аналіз та вивчення світового досвіду будівництва вогневих споруд свідчить, що основною метою останніх є захист і забезпечення перебування людини (людей) під час бойових дій. Виведення людини за межі небезпечної зони дасть можливість значно спростити і здешевити зведення індивідуального Автоматизованого Вогневого Пункту (АВП).

Сьогоднішня ситуація засвідчує, що регламентаційні документи різного рівня щодо формування основних фондів Збройних Сил України ґрунтуються переважно на вимогах документів радянських часів, які вже є морально застарілими. Природно, що дослідження такого роду мають закритий характер, що чекає в майбутньому і на пропонований проект. Наявні результати досліджень показують, що загальні принципи фортифікації для довгострокових вогневих пунктів існують і цілком піддаються вдосконаленню на основі наукових досліджень сучасними методами.

Стрімкий розвиток озброєння і військової техніки та загалом військової справи висуває перед державою вимоги щодо необхідності приведення у відповідність матеріально-технічне, зокрема інженерне і кадрове забезпечення до сучасних міжнародних стандартів.

Також активно розвивається і будівельна індустрія – на ринок виходять багато нових міцних, тріщиностійких і вогнетривких будівельних матеріалів, виробів, запроваджуються численні новітні технології. Це слід враховувати при формуванні сучасних вимог до спеціальних об'єктів і фортифікаційних споруд, захисних споруд цивільного захисту.

Бойові дії на сході України показують, що в умовах, що склалися, застосування військовослужбовців, бронетехніки і артилерії залишається головним засобом досягнення мети бойових завдань. Втрати Збройних Сил України за таких умов достатньо великі. Першими, хто сприймає ворожі напади, є військовослужбовці. Задача збереження життя та здоров'я учасників бойових дій, ефективна оборона є нагальною потребою держави. На цьому тлі виявлення переміщення військовослужбовців і броньованої техніки супротивника, подання сигналу тривоги, нанесення втрат ворогу без безпосередньої участі людини є

актуальним і важливим завданням.

Постановка мети і задач досліджень. Стаціонарні прикордонні автоматизовані вогневі пункти (АВП) на блокпостах – це гарно укріплені міцні та надійні залізобетонні інженерні споруди. Маскування таких споруд АВП не обов'язкове, бо окрім реальної вогневої підтримки вони мають функцію психологічного впливу з метою перешкоджання неправомірним діям на державному кордоні. Доцільно створювати споруди стаціонарних АВП круглої форми в плані з купольним покриттям сферичної або еліптичної форми, яке відповідатиме їх функціональному призначенню.

У зв'язку з тим, що стаціонарні АВП планується використовувати в особливих умовах при вірогідних значних балістичних навантаженнях, їх об'ємно-планувальні та конструктивні рішення повинні забезпечувати міцність, стійкість та жорсткість таких споруд. В стаціонарних спорудах АВП для вогневої підтримки прикордонних блокпостів передбачено розміщення стрілецької установки, яка повинна бути прихованою в прямику нижче рівня землі та обертатися на 180 градусів навколо своєї осі.

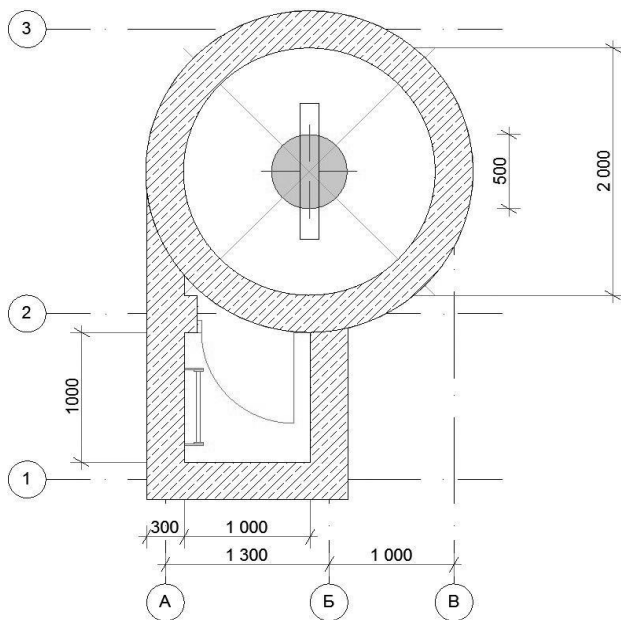
Розроблена схема об'ємно-планувального та конструктивного рішення стаціонарної споруди АВП.

Споруда стаціонарної АВП складається з двох об'ємів:

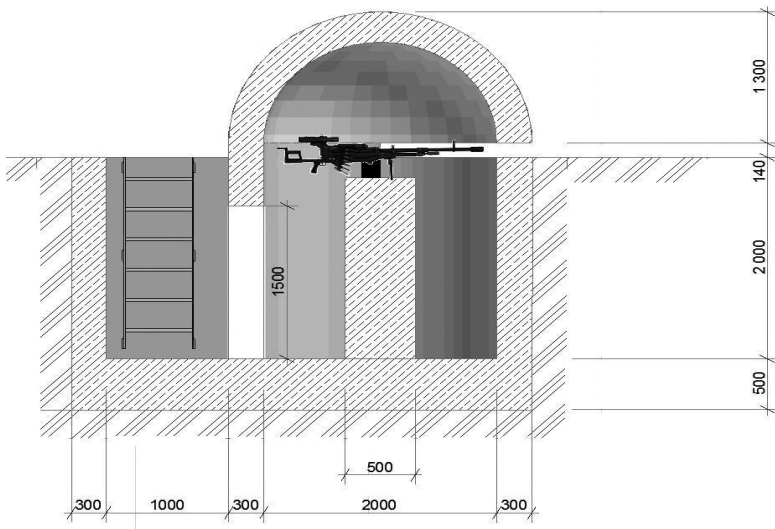
- залізобетонного циліндричного з внутрішнім діаметром 2000 мм, висотою 2000 мм, в центрі якого закріплена залізобетонна опора діаметром 500 мм для розміщення стрілецької установки, а в нижній частині стіни проріз висотою 1500 мм і шириною 800 мм із закріпленою сталевую дверною коробкою зі сталевими дверима. В залізобетонному циліндричному об'ємі передбачено місце для розташування касет боєкомплекту та ємкості для відпрацьованих гільз. Товщина залізобетонних стін циліндричного об'єму споруди 300 мм. Для захисту та маскування стрілецької установки передбачений тонкостінний залізобетонний, сталевібробетонний армоцементний або безальтобетонний купол сферичного або еліптичного окреслення радіусом 1500 мм, товщиною 150...200 мм, який буде спиратися на половину (50%) залізобетонних стін циліндричного об'єму;

- залізобетонного призматичного з внутрішніми розмірами 1000 x 1000 мм, висотою 2000 мм із залізобетонними стінами товщиною 300 мм, в якому розміщена сталева пристінна драбина. Цей об'єм пропонується захистити від несприятливих атмосферних впливів і вандалізму сталевим відкидним люком.

План, розріз та загальний вигляд варіанту стаціонарних споруд АВП наведені на рис. 1 і 2.

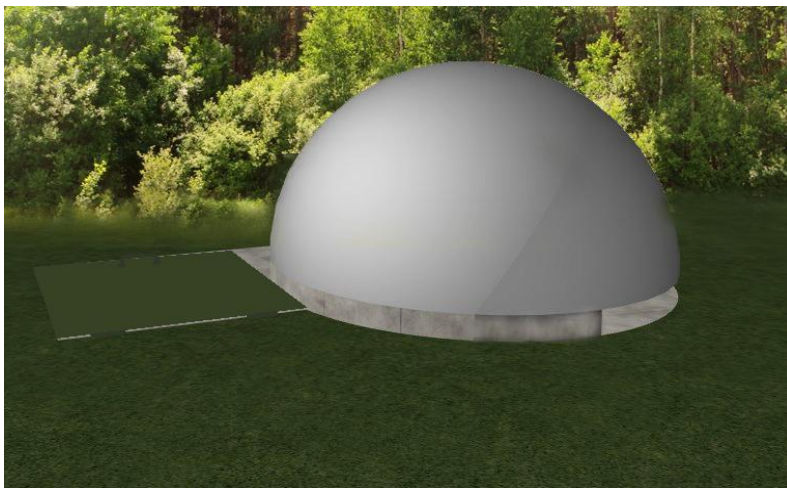


a)

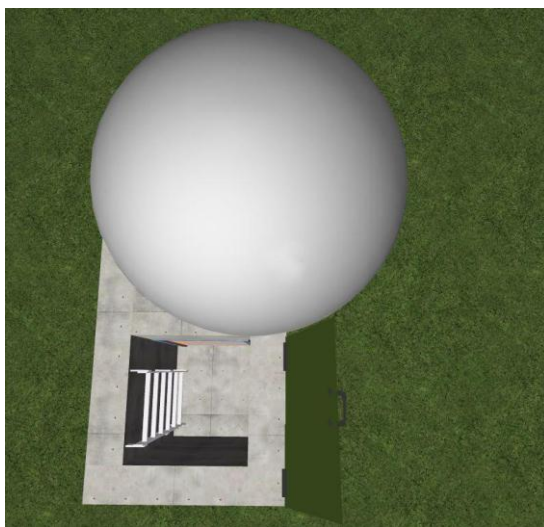


б)

Рис. 1. Схема споруди АВП стаціонарного типу:
а – план; б – поздовжній розріз



а)



б)

Рис. 2. Загальний вигляд споруди АВП стаціонарного типу:
а – з відкритим люком обслуговування; *б* – те саме, із закритим люком

Результати досліджень і висновки. На основі проведеного аналізу типології споруд АВП та їх об'ємно-планувальних рішень, який ґрунтується на різних функціональних вимогах в залежності від розміщення на місцевості,

можна зробити висновок, що основні несучі конструкції таких споруд необхідно проектувати з міцних і негорючих матеріалів, якими є композиційні матеріали – бетон, залізобетон, армоцемент, сталевібробетон, базальтобетон.

За технологією зведення несучих і огорожувальних конструкцій стаціонарних споруд АВП, при використанні залізобетону, армоцементу, сталевібробетону або базальтобетону в будівництві можна виділити:

- збірний залізобетон, коли залізобетонні, армоцементні, сталевібробетонні або базальтобетонні конструкції виготовляються в заводських умовах, а потім з них монтують готові споруди на будівельних майданчиках;
- монолітний залізобетон, коли бетонування конструкцій споруд із залізобетону, армоцементу, сталевібробетону або базальтобетону виконується безпосередньо на будівельних майданчиках.

Для військових стаціонарних споруд АВП, які повинні виконувати функцію охорони кордонів, будуть мати стандартні однотипні розміри і масово споруджуватися, раціонально використовувати технології збірного бетонування основних несучих і огорожувальних конструкцій – циліндричного і призматичного об'ємів, розташованих нижче рівня землі, та тонкостінного захисного купола.

Для споруд АВП з індивідуальними не типовими рішеннями і різними розмірами, які будуть розташовуються на лінії вогню в умовах бою, доцільно використовувати технології монолітного бетонування основних підземних несучих конструкцій і збірних тонкостінних захисних куполів.

Остаточний принцип об'ємно-планувальних та конструктивних рішень АВП буде визначений на подальшому етапі науково-дослідної роботи.

1. Михальченко С.В., Гетун Г.В., Товбич В.В. Формування системи стратегічного планування і прогнозування у будівельній галузі сфери національної безпеки України./ Містобудування та територіальне планування, вип.61, КНУБА, Київ, с.78. 2. Михальченко С.В., Гетун Г.В., Товбич В.В. Актуальні питання нормативно-правового забезпечення технічного регулювання у будівельній галузі сфери національної безпеки України/ Сучасні проблеми технічного регулювання в будівництві, вип.2, КНУБА, Київ, с. 48.

ЖОРСТКІСТЬ БАЛОК З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ В УМОВАХ КОСОГО ЗГИНУ

ЖЕСТКОСТЬ БАЛОК ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ В УСЛОВИЯХ КОСОГО ИЗГИБА

STIFFNESS GLULAM WOOD BEAMS IN TERMS OF SLANTING BEND

Гомон С.С., к.т.н., проф., Павлюк А.П., аспірант (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Гомон С.С., к.т.н., проф., Павлюк А.П., аспірант (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

Gomon S.S., candidate of technical sciences, professor, Pavluk A.P., post-graduate student (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne)

Наведені результати експериментальних досліджень міцності та деформативності дерев'яних балок в умовах косоного згину.

Приведены результаты экспериментальных исследований прочности и деформативности деревянных балок в условиях косоного изгиба.

The article presents the results of experimental studies of strength and deformability of wooden beams in terms of slanting bend.

Ключові слова:

Деревина, несуча здатність, косий згин, деформації, напруження, жорсткість.

Древесина, несущая способность, косой изгиб, деформации, напряжения, жесткость.

Wood, caring capacity, slanting bend, deformation, strain, stiffness.

Вступ. Деревина на сьогоднішній день є перспективним будівельним матеріалом. Підтвердження цьому є збільшення її використання в галузі будівництва. Виготовлення клеєних дерев'яних конструкцій дозволяє більш широко застосовувати деревину в будівництві завдяки можливості створення елементів будь-яких перерізів та форм. Крім цього міцність клеєних конструкцій більша в порівнянні з аналогічними елементами з цільної деревини.

Стан питання та задачі дослідження. Косий згин - складний напружено-деформований стан, який потребує широкого вивчення через відсутність на

сьогоднішній день таких досліджень. Крім прогонів, обрешітки в умовах косого згину можуть знаходитись і балки, які через неоднорідність матеріалу деревини або неточності при монтажу піддаються дії косого згину. Метою даної роботи є дослідження міцнісних та деформативних характеристик дощатоклеєних дерев'яних балок в умовах косого згину.

Методика досліджень. Для склеювання дослідних зразків застосовувався резорциновий клей. Дощатоклеєні дерев'яні балки виготовлялись з деревини сосни І сорту. Вологість деревини, з якої виготовлялись дослідні зразки, згідно [1,2], знаходилась в межах 12%. Різниця вологості в склеюваних дошках не перевищувала її допустиме значення [1]. Дощатоклеєна балка виготовлялась перерізом 100х150 мм з набору восьми дощок довжиною 3000 мм.

Дослідження дощатоклеєних дерев'яних балок проводилось на попередньо виготовленій дослідній установці [3]. Дослідні зразки влаштовувались на металеві опори, які забезпечували необхідний кут нахилу досліджуваної балки. Металеві опори виготовлялись з листової сталі товщиною 4 мм. Такі ж металеві елементи влаштовувались в місцях прикладання навантаження, через які відбувалась передача навантаження від траверси. База траверси 900 мм, що становить 1/3 прольоту дощатоклеєної балки. Розподільча траверса в повній мірі забезпечувала розподіл навантаження пополам і передачу його на досліджувану балку. В місцях прикладання навантаження влаштовувались в'язі для зменшення впливу крутного моменту [4]. На металеві опори влаштовувались дерев'яні підкладки для запобігання зминанню деревини. Навантаження на балку давалось за допомогою гідравлічного домкрата. Рівень навантаження контролювався за допомогою попередньо протарованого динамометра. Навантаження прикладались ступенями в 8-10% від передбачуваного руйнівного з врахуванням настанов та вимог [5]. Розрахункова схема випробування балок з клеєної деревини за косого згину показано на рис. 1.

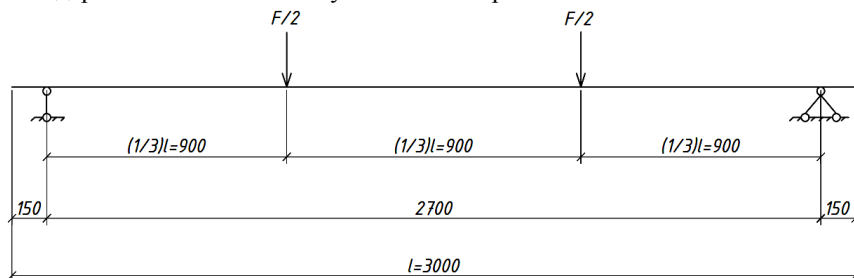


Рис. 1. Розрахункова схема дощатоклеєних балок

Для фіксування відносних деформацій балки наклеювались тензодатчики [6] базою 50 мм за допомогою клею БФ-2. Поверхня балки перед клеєнням була попередньо відшліфована та обезжирена. Датчики наклеювались посередині прольоту балки. Схема дослідної установки випробувань наведена на рис. 2.

$$w_{fin} = \frac{l}{150} = \frac{2700}{150} = 18 \text{ мм} \quad (1)$$

Дощатоклеєні балки випробовувались при куті нахилу 10° . Графіки залежності прогинів балок від навантаження наведені на рис.3...4.

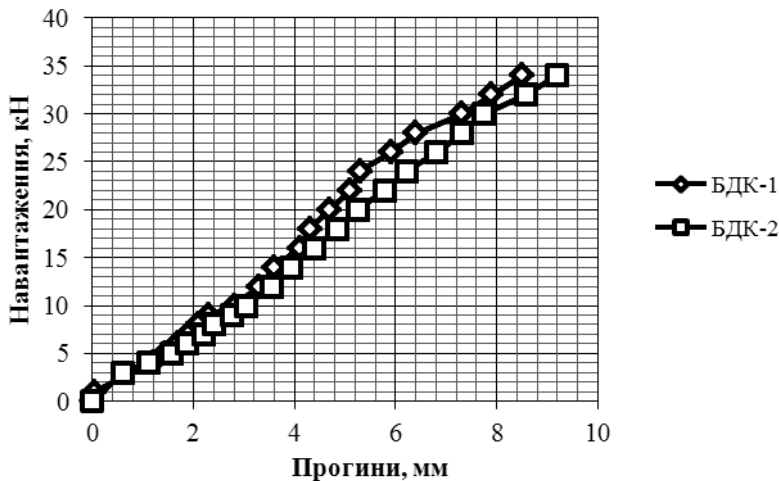


Рис. 3. Прогини дощатоклеєних балок відносно осі z-z

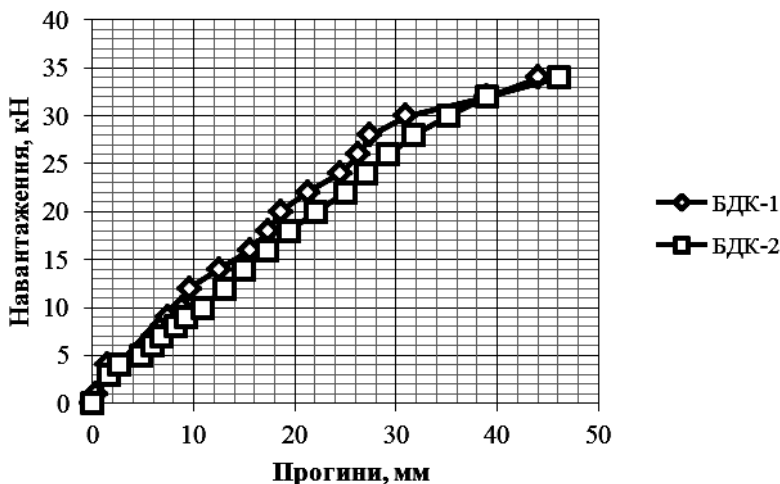


Рис. 4. Прогини дощатоклеєних балок відносно осі u-u

Величини прогинів на всіх прогиномірах фіксувалися до навантаження 3400 кг, оскільки подальше навантаження могло призвести до миттєвого руйнування

дослідних зразків що в свою чергу призведе до можливого руйнування вимірювальних приладів.

Після побудови графіків залежності прогинів в площинах у-у та z-z від навантаження знаходились значення повних прогинів за формулою:

$$w = \sqrt{w_y^2 + w_z^2} \quad (2)$$

де w_y – прогин в площині у-у, мм;

w_z – прогин в площині z-z, мм;

Графіки залежності повних прогинів від навантаження наведено на рис.5.

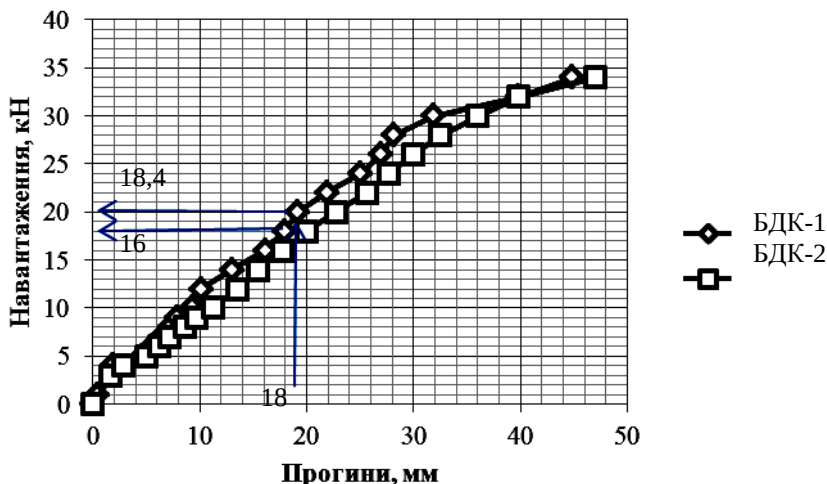


Рис. 5. Повні прогини дощатоклеєних балок

Як видно з графіку граничні прогини для балок БДК-1 та БДК-2 досягались при навантаженні 16 кН та 18,4 кН відповідно.

В місцях прикладання навантажень встановлювались прогиноміри для визначення величини модуля пружності дощатоклеєних балок [8]. Модуль пружності обчислювався за формулою:

$$E_x = \frac{F \cdot l^3}{548 \cdot I \cdot (w_c - w_n)} \quad (3)$$

де F – навантаження, що діє на балку, кН;

l – розрахунковий проліт балки, м;

I – момент інерції поперечного перерізу дослідної балки, м³;

w_c – прогин балки посередині прольоту, мм;

w_n – прогин балки в місці прикладання навантаження, мм.

Модуль пружності деревини для балки БДК-1 становив 14434 МПа, для балки БДК-2 – 14396 МПа.

В процесі випробувань велось візуальне спостереження та фотофіксація деформування досліджуваних балок. Балка завантажувалась до моменту руйнування. Руйнівне навантаження дощатоклеєних балок БДК-1 та БДК-2 за косого згину при куті нахилу 10° становило 3800 та 3900 кг відповідно. Руйнування балки починалось в розтягнутій зоні чистого згину (крайній дощці) з подальшим виникненням і поширенням тріщин в напрямку опор. До початку руйнування спостерігалось утворення складок в стиснутій зоні дослідних дощатоклеєних балках. Характер руйнування балки БДК-1 наведено на рис.6



Рис.6. Характер руйнування дощатоклеєної балки БДК-1

Висновки. На основі проведених експериментальних досліджень можна зробити наступні висновки:

- руйнівне навантаження для дощатоклеєних балок БДК-1 та БДК-2 при куті нахилу 10° становить 38,0 кН та 39,0 кН відповідно ;
- значення граничних прогинів балка БДК-1 досягала при навантаженні 18,4 кН, балка БДК-2 при навантаженні 16,0 кН;
- модуль пружності за дії косого згину для балки БДК-1 становить 14434 МПа, для БДК-2 -14396 МПа;
- встановлено характер руйнування дерев'яних дощатоклеєних балок, що знаходяться в умовах роботи за дії косого згину під кутом нахилу 10° ;

1. ГОСТ 20850-14 Конструкции деревянные клеёные. Общие технические условия. М.: Стандартинформ, 2015 - 15с. 2. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с. 3. Павлюк А.П. Методика дослідження балок з цільної та клеєної деревини в умовах косого згину /С.С. Гомон, А.П. Павлюк // 36. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Вип. 32. Рівне, НУВГП, 2016. – С.231-236. 4. Гомон С.С. Робота дерев'яних балок в умовах косого згину /С.С. Гомон, А.П. Павлюк // 36. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Вип. 31. Рівне, НУВГП, 2015. – С.422-428. 5. ДСТУ EN 380-2008 Лісоматеріали конструкційні. Загальні настанови щодо методів випробування на статичне навантаження.2008.- 8с. 6. ГОСТ 21615–76 Тензорезисторы. Методы определения характеристик.-М.: Стройиздат, 1976 - 10с. 7. ДБН В.2.6-161:2010.Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення.-Київ: ДП Укрархбудінфо, 2011.- 102с. 8. Делова М.И. Деформирование изгибаемых клеёных деревянных элементов при статическом нагружении/ Маргарита Ивановна Делова// Дис. канд. техн. наук: 05.23.01-Курск, 2001 .

МЕТОДИКА ВИГОТОВЛЕННЯ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПОДАЛЬШИМ ПІДСИЛЕННЯМ ЇХ КЛЕЙОВИМИ СУМІШАМИ

МЕТОДИКА ИЗГОТОВЛЕНИЯ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПОСЛЕДУЮЩИМ УСИЛЕНИЕМ ИХ КЛЕЕВЫМИ СМЕСЯМИ

MAKING METHOD AND EXPERIMENTAL RESEARCH OF CONCRETE BEAMS AND STRENGTHENING OF GLUE MIXTURE

Валовой О.І., к.т.н., проф., Возіян І.О., аспірант., Валовой М.О., ст. викл.
(Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг)

Валовой А.И., к.т.н., проф., Возиян И.А., аспирант., Валовой М.А., ассистент
(Криворожский национальный университет, г. Кривой Рог)

Valovoj A.I., professor, Vozijan I.F., postgraduate., Valovoj M.A., associate professor
(Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih)

Наведено методику виготовлення балок. Актуальні питання зміцнення балок за рахунок посилення їх клейовими сумішами.

Приведена методика изготовления балок. Актуальные вопросы укрепления балок за счет усиления их клеевыми смесями.

A method of making beams. Actual questions of strengthening beams by the increase of glue mixture.

Ключові слова:

Балки, спосіб виготовлення, клейові суміші.

Балки, способ изготовления, клеевые смеси.

Beams, method of making, glue mixture.

Проблема та її зв'язок з науковими та практичними завданнями.

Проектні та технологічні помилки, експлуатаційні та природні впливи часто призводять до появи дефектів в залізобетонних конструкціях, втрати ними несучої здатності. Водночас, часті зміни цільового призначення приміщень, реконструкція та перепланування призводять до значних змін у навантаженні та вимогах до конструкцій. Часто такі задачі вдається вирішити за допомогою сучасних клейових сумішей.

Застосування склеювання в будівництві пояснюється тим, що за допомогою мінеральних, органічних і комбінованих клеїв (адгезивів) вдається отримувати міцні і надійні з'єднання матеріалів і конструкцій, причому краще і економічніше, ніж будь-яким іншим способом. З появою високоміцних синтетичних клеїв з'явилася можливість підсилювати з їх допомогою будівельні конструкції, які відчувають значні статичні, динамічні, вібраційні та інші навантаження. Такі клеї забезпечують достатню термо-, вогне- та морозостійкість клейових з'єднань, а також їх стійкість під дією вологи, розчинників, кислот, лугів, грибків тощо. За допомогою епоксидних, клеїв стало можливим ремонтувати і підсилювати бетонні і залізобетонні, конструкції в будівництві. Забезпечуючи цінний комплекс конструкційних властивостей, клеї в той же час дозволяють значно поліпшити і техніко-економічні показники, в першу чергу, знизити трудомісткість робіт.

Аналіз останніх джерел досліджень. Вивченню питання підсилення залізобетонних конструкцій присвятили свої наукові праці: А.Я.Барашиков, О.І.Валовой, Г.А.Молодченко, Л.А.Мурашка, Й.П.Новаторский, а підсиленню ін'єкційними матеріалами: С.М. Золотов, Д.А. Кардашев, І.І.Лучко .

Постановка мети і задач досліджень.

Перед авторами було поставлено завдання по виготовленню залізобетонних балок, підсиленних клейовими сумішами.

Методика та результати досліджень.

Програма проведення експерименту поділяється на 4 етапи: виготовлення залізобетонних балок, випробування контрольних зразків балок для визначення руйнівного навантаження, доведення навантаження балок до 0,6-0,7 від руйнівного та їх підсилення.

На першому етапі було виготовлено залізобетонні балки завдовжки 1800 мм із поперечним перерізом – 200x100 мм у кількості 15 шт. Відповідно до програми дослідження, зразки балок було поділено на 3 серії. Балки першої серії в кількості 3 штук є контрольними зразками й підсиленню не підлягають, балки другої серії в кількості 6 штук будуть підсилюватись клейовими сумішами, балки третьої серії в кількості 6 штук будуть підсилюватись в розтягнутій зоні традиційним способом.

При виготовленні балок у розтягнутій зоні було встановлено два арматурні стержні Ø10 мм класу А400, у стиснутої зоні – два арматурні стержні Ø5 мм класу В500. Поперечну арматуру виготовлено у вигляді хомутів, встановлених із кроком 50 мм на приопорних ділянках до місця прикладення навантаження з арматурної сталі класу А400 Ø10 мм. Арматування приймалося з такого розрахунку, щоб в нормальних перерізах виконувалась нерівність $E > E_R$, тобто планувалася ситуація, коли зниження міцності й деформативних характеристик балок, що експлуатуються, може бути за рахунок зниження міцності стиснутої зони.

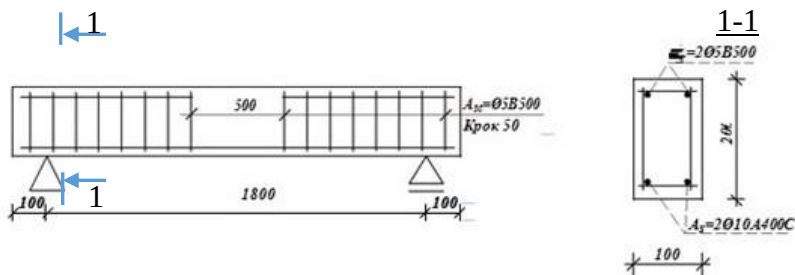


Рис. 1. Схема армування залізобетонної балки

Зразки виготовлено з бетону марки 250, для якого використовувався шлакопортландцемент М400 Криворізького цементного заводу. Використання матеріалів на 1 м³ бетонної суміші складає: цемент – 360 кг, щебінь – 1420 кг, пісок – 820 кг, вода – 175 л.

Для визначення показників міцності і деформативності бетону одночасно з виготовленням балок було виготовлено три призми та три куби. Для визначення показників міцності і деформативності суміші бетону і епоксидного клею було виготовлено шість призм та шість кубів (відношення епоксидного клею до наповнювача 1:2) (рис. 2).

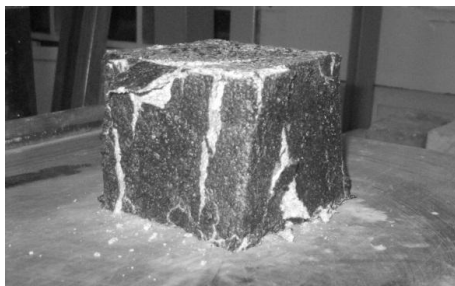


Рис. 2. Випробувані зразки призм та кубів виготовлені з суміші бетону і клею.

Для визначення міцності епоксидного клею були виготовлені шість кубів, які потім були склеєні по три між собою. Опалубку для балок було виготовлено з дошки завтовшки 45 мм зі струганою та відшліфованою внутрішньою

поверхнею. Проектне положення арматурних каркасів забезпечувалося за рахунок бетонних вкладишів. Перед укладанням бетонної суміші внутрішня поверхня опалубки покривалась тонким шаром гідрофобного мастила для полегшення розпалубки зразків. Бетонна суміш після укладання у форми ущільнювалась. Через 3-5 годин після укладання бетонної суміші відкрита поверхня балок, які зволожувались тричі на добу, покривалася вологою тирсою.

На другому етапі відбулося випробування залізобетонних балок першої серії, де визначили їх міцність, жорсткість та тріщиностійкість. Випробування балок проводилося за схемою однопрогінної шарнірно-опертої балки з утворенням зони чистого згинання при значенні прольоту між опорами 1800мм, наведеної на рис. 3. Прогин усередині балки вимірювався за допомогою прогиноміра Максимова. Деформації на кожному етапі навантаження в окремих частинах досліджуваних балок вимірювалися за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 та 0,01.

Схему розташування вимірювальних приладів наведено на рис. 4. Конструкція траверси й розташування прогиноміра на траверсі виконано таким чином, щоб виключити вплив зміщення опор траверси. Завантаження елементів поперечним статичним навантаженням здійснювалося за допомогою гідравлічного преса.

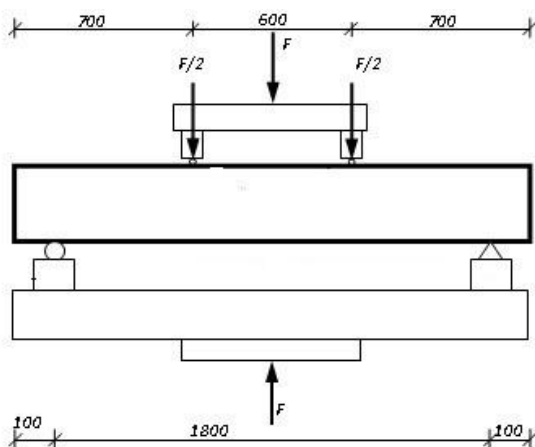


Рис. 3. Схема прикладання навантаження до балок
1 – траверса; 2 – балка; 3 – нерухома опора; 4 – рухома опора; 5 – нижня траверса

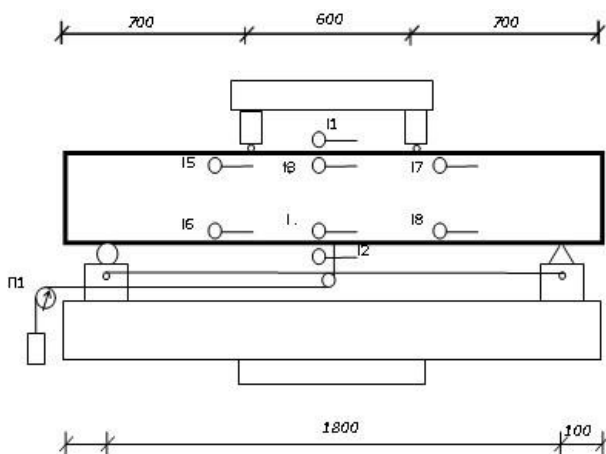


Рис. 4. Схема розташування вимірювальних приладів
і – індикатор часового типу; п- прогиномір;

На третьому етапі балки 1 та 2 серії піддавали навантаженню, яке становило 0,6-0,7 від руйнівного, що відтворює ситуацію зношення, вплив різних сил, які виникають у процесі експлуатації конструкції. Результатом навантаження була поява тріщин у розтягнутій зоні та руйнування стиснутої зони балки.

На четвертому етапі були підсилені балки першої та другої серії.

Балки першої серії були підсилені з використанням епоксидного клею ЕРОМАХ-PL (табл. 1) [4].

Таблиця 1.

Фізико-механічні властивості клею ЕРОМАХ-PL

Основа:	2-компонентна епоксидна смола
Колір:	Компонент А-білий Компонент В-чорний Суміш А+В –світло-сірий
Консистенція	паста
Густина (А+В)	1,71 кг/л
Відношення компонентів	100:20 за вагою
Мінімальна температура затвердіння	+8°С
Час набуття кінцевої міцності	7 днів при температурі +20° С
Міцність на стиск	70МПА
Міцність на згинання	41МПА
Сила зчеплення	Понад 4Н/мм² (межа міцності)

Тріщини що утворилися в розтягнутій зоні, були заінектовані епоксидним клеєм під великим тиском за допомогою компресору.

Стиснута зона балок була відновлена нанесенням суміші бетону з епоксидним клеєм. Відношення епоксидного клею до наповнювача 1:2. (Рис.5).

Перед підсиленням тріщини та зруйнований шар бетону в стиснутій зоні очищуються від бруду та пилу за допомогою компресору.

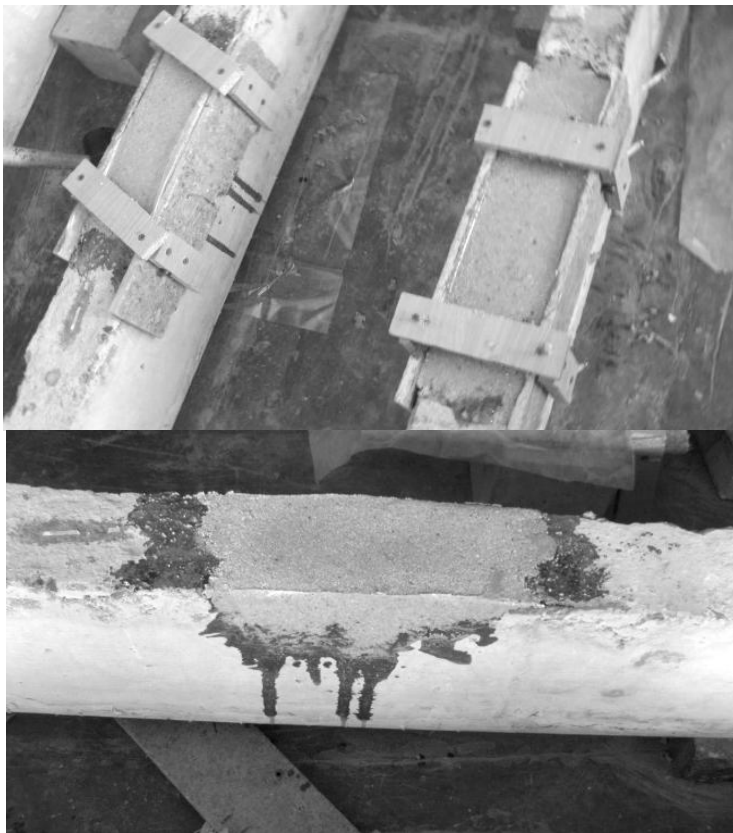


Рис. 5. Відновлення стиснутої зони епоксидним клеєм залізобетонної балки

Балки другої серії були підсилені традиційним способом. Стиснута зона балки була відновлена бетоном того ж складу, що і для виготовлення. У розтягнутій зоні балки на кінцях та в середині з кроком 0,5 м руйнувався захисний шар бетону до появи повздовжньої арматури до якої потім були приварені коротіші з арматури з подальшим наварюванням до них арматури

класу А400 Ø10 мм. Потім виконували захисний шар бетону для нарощених арматурних стержнів.

Висновки. На сьогодні поставлене перед нами завдання з виготовлення та підсилення залізобетонних балок було повністю виконано. У подальшому перед нами постає завдання виконувати програму наукових досліджень.

1. Борисюк О.П. Підсилення згинальних залізобетонних конструкцій сучасними матеріалами/ О.П. Борисюк, С.В. Мельник // «Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди». Збірник наукових праць – Рівне, 2010. – Вип. 20. – С. 459 – 465. 2. Валоной О. І. Міцність контактних швів підсилених залізобетонних конструкцій / О. І. Валоной, Д. В. Попруга // Дороги і мости : Зб. наук. пр. – К. : ДерадорНДІ, 2009. – Вип. 11. – С. 57-64. 3. ДСТУ Б В.2.6-.56: 2010 [Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування] Мінрегіонбуд України, Київ, 2010. – 166с. 4. Петрова А.П. Термостойкие клеи [Текст] — М.: Химия, 1977. — 200 с. 5. Кардашев Д.А. Синтетические клеи [Текст] — М.: Химия, 1976. — 504 с. 6. Кардашев Д.А. Конструкционные клеи [Текст] — М.: Химия, 1980. — 288 с. 7. Лучко І.І. Момент тріщиноутворення в балках відновлених ін'єкційними методами / І.І. Лучко, О.М. Гайда // «Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди». Збірник наукових праць – Рівне, 2013. – Вип. 25. – С. 754 – 760. 8. Микульський В. Г. Склеивание бетона / В. Г. Микульський, В. В. Козлов. - М. : Стройиздат, 1975. – 236 с. 9. Новые высокопрочные эпоксидные клеи с широким температурным интервалом эксплуатации / Ю.С. Кочергин, Т.А. Кулик, Т.Л. Маковецкая, Н.П. Обрубова [Текст] // Клеи специального назначения. — Л.: ЛДНТП, 1982. — С. 21125.

**ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ ТА ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬ ПРИ
МОЖЛИВИЙ СУМІСНІЙ ДІЇ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ ТА
ЗНАЧНИХ НЕРІВНОМІРНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВИ**

**ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА И ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ ПРИ
ВОЗМОЖНОМ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ СЕЙСМИЧЕСКИХ
НАГРУЗОК И ЗНАЧИТЕЛЬНЫХ НЕРАВНОМЕРНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ
ОСНОВАНИЯ**

**GENERAL STATEMENTS OF BUILDINGS ANALYSIS AND PROTECTION
BY POSSIBLE COMBINED INFLUENCE OF SEISMIC LOADS AND BASE
SUBSTANTIAL DIFFERENTIAL SETTLEMENTS**

Хохлін Д.О., к.т.н., с.н.с. (Київський національний університет будівництва та архітектури, м. Київ)

Хохлин Д.А., к.т.н., с.н.с. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Khokhlin D.O., Ph.D., senior researcher (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

В статті розглянуті узагальнені результати циклу досліджень і розробок щодо методів розрахунку та захисту залізобетонних і кам'яних будівель в умовах можливої сумісної дії сейсмічних навантажень та значних нерівномірних деформацій основи.

В статье рассмотрены обобщенные результаты цикла исследований и разработок по методам расчета и защиты железобетонных и каменных зданий в условиях возможного совместного действия сейсмических нагрузок и значительных неравномерных деформаций основания.

Common results of cycle of investigations and developments for the reinforced concrete and masonry buildings analysis and protection methods in conditions of possible combined influence of seismic loads and base substantial differential settlements are considered in the article.

Ключові слова:

Сейсміка, нерівномірні деформації, розрахунок, захист.

Сейсмика, неравномерные деформации, расчет, защита.

Seismic, differential settlements, analysis, protection.

Територія України характеризується широким розповсюдженням складних і особливих інженерно-геологічних умов, зокрема, сейсмічної небезпеки, просідаючих ґрунтів, карстів, підроблювання, зсувонебезпеки тощо. Отже актуальними є питання розрахунку та захисту будівель і споруд в таких умовах. І значні нерівномірні деформації основи (ЗНДО), і землетруси створюють значний навантажувальний ефект на конструктивну систему з відповідним напружено-деформованим станом (НДС) з високим ризиком руйнування конструкцій або будівель в цілому. Тому логічним є розгляд можливості небезпечного їх комбінування.

Окремі спроби розгляду впливу комбінації сейсміки та різноманітних видів ЗНДО зустрічалися на території екс-СРСР, що представлено, наприклад, в роботах [1 – 5 та ін.]. Серія досліджень [5 – 9 та ін.], проведена Київським зональним науково-дослідним інститутом експериментального проектування (КиївЗНДІЕП) з 1982 по 2009 роки з перервами була найбільш комплексною за даною тематикою. Дана серія досліджень була розпочата з метою розробки методів захисту будівель в умовах просідаючих ґрунтів сесмонебезпечних територій Одеської області. В результаті була обґрунтовано розкрита проблематика, виявлений ряд ефектів впливу значної нерівномірності жорсткості основи на сейсмічну реакцію будівель, надані пропозиції щодо розрахунку та захисту будівель в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонебезпечних територій. При цьому залишились нерозглянутими та нерозкритими велика кількість питань і проблем. Наприклад, інші джерела значних нерівномірних деформацій основи, врахування нормативної заборони суміщення особливих (аварійних) впливів в одному сполученні навантажень, розробка прикладних інженерних методів розрахунку, більш ґрунтовний теоретичний розгляд проблеми та її рішень, розробка універсального комплексу заходів захисту об'єктів в залежності від їх класу відповідальності тощо. У зв'язку з цим автором проводиться комплекс досліджень з метою вирішення перерахованих прогалин, частина результатів яких представлена в даній статті.

Метою статті є розгляд результатів комплексу досліджень щодо розробки методів розрахунку та захисту залізобетонних і кам'яних будівель в умовах можливої сумісної дії сейсмічних навантажень та значних нерівномірних деформацій основи.

Виконаний автором комплекс досліджень щодо розрахунку та захисту залізобетонних і кам'яних будівель в розглядуваних умовах включав в себе:

- обґрунтування можливості та необхідності врахування у сейсмічних розрахунках впливу ЗНДО;
- узагальнююче вивчення особливостей впливу ЗНДО на конструктивні системи будівель та способи їх врахування у розрахунках;
- розробку рекомендацій щодо моделювання основи та конструкцій у сейсмічних розрахунках з врахуванням необхідності моделювання впливу ЗНДО;
- розробка положень з розрахунку конструктивних систем на послідовний вплив ЗНДО та сейсміки, в т.ч. з розрахункової оцінки несучої здатності кам'яної кладки за напруженнями, отриманими безпосередньо у скінчено-елементній моделі;
- виділення комплексу рекомендацій щодо захисту будівель в розглядуваних умовах.

Використання поняття «значні нерівномірні деформації» запропоновано у зв'язку з тим, що у реальній практиці (натурно) абсолютно рівномірні деформації основи ніколи не реалізуються. Адже ґрунти основи фактично ніколи не мають абсолютно однорідну будову, крім того через явище розподільчої здатності ґрунта спостерігається нерівномірна стисливість зі збільшенням жорсткості основи при наближенні до краю фундаменту з причини залучення в роботу ґрунтів навколо будівлі [10]. «Значимими» нерівномірні деформації можна вважати тоді, коли (наприклад, згідно норм) необхідно враховувати їх вплив у якості окремого навантаження на конструктивну систему будівлі. Причини таких деформацій в цілому виділені у науковій, нормативній та ін. літературі, наприклад, у діючому ДБН В.2.1-10-2009 [11]. В цілому для розгляду у дослідженнях виділені наступні складні та особливі умови будівництва, що є чинниками ЗНДО: просідаючі ґрунти; насипні та намивні ґрунти у випадку їх значної нерівномірної стисливості; території із підземними виробками; закарстовані території; зсувонебезпечні території за умови часткового можливого послаблення основи будівлі; підтоплювані території у випадку виникнення значних нерівномірних деформацій основи; умови щільної забудови; значна неоднорідність ґрунтів.

Однією з основних в дослідженнях стала наявна проблема щодо неможливості згідно ДБН В.1.2-2:2006 [12] врахування в одному сполученні більше одного епізодичного (аварійного) навантаження, до яких відносять сейсмічні та ЗНДО від докорінної зміни в структурі ґрунта. Щодо цього відмічено, що попередньо отриманий конструктивною системою від ЗНДО напружено-деформований стан є усталеним (постійним), а не епізодичним (аварійним). Адже за сутністю є попереднім напруженням з врахуванням відповідних релаксаційних процесів, деформацій і пошкоджень, і відноситься до категорії постійних навантажень згідно п. 4.11 ДБН [12]. Таким чином, в розрахунку на сейсміку враховується постзусилля (а не сам вплив) від ЗНДО та вже отриманий деформований стан. Дані міркування дають можливість врахування в одному сполученні сейсмічних навантажень та впливу ЗНДО.

Також важливим є обґрунтування необхідності розгляду можливості суміщення розглядуваних складних впливів. В цілому визначено, що прояв ЗНДО створює небезпеку виникнення послідовного суміщення перекосів ділянок конструктивних систем в горизонтальному та вертикальному напрямках при можливому горизонтальному сейсмічному впливі. При цьому при несприятливому сполученні напрямів перекосів відбувається збільшення найбільших зусиль і напруг в окремих елементах та ділянках конструкцій до 2 раз в порівнянні з тільки сейсмічним горизонтальним впливом. Дане явище суттєво знижує сейсмостійкість (граничні сейсмічні навантаження) конструктивної системи з причини перевантаження та пошкоджень найбільш напружених ділянок конструкцій. Таким чином, важливим є врахування можливого сумісної (послідовної) дії ЗНДО и сейсміки з точки зору оцінки ступеню можливого зниження сейсмостійкості конструктивних систем, а також розробки відповідного їх захисту.

Для експериментальної демонстрації наведеного явища були на базі НДІБК проведенні випробування кам'яних балок-стінок розмірами 1290x847x250 мм, на які діяли вертикальні та горизонтальні сили та відповідні перекоси. Зразки балок-стінок склалися з цегли рядової керамічної повнотілої М100 ($f_b = 10,0$ МПа) та розчину цементно-піщаного з додаванням вапна М50 ($f_m = 5,0$ МПа).

Один зразок випробувався послідовним прикладенням вертикальних та горизонтальних навантажень з обпиранням на двох опорах по краях (відображення дії перекосів в вертикальному та горизонтальному напрямках), а другий аналогічно, але з обпиранням по всій нижній поверхні (лише горизонтальний перекіс). В результаті отримано руйнуюче горизонтальне навантаження – 119 кН для зразка на двох опорах та 170 кН для зразка з повним обпиранням, що й підтверджує твердження про суттєве зниження опору конструктивної системи на прикладі балки-стілки на дію горизонтальних навантажень за дії вертикальних перекосів від ослаблення основи.

При аналізі особливостей дії ЗНДО на конструктивні системи визначено, що всі розглянуті чинники значних нерівномірних деформацій можуть генерувати два типи впливу на конструктивну систему будівель з точки зору врахування у відповідних розрахунках:

- перший тип відображає виникнення додаткових деформацій основи під дією тиску під підшвою фундаменту з різних причин (враховується через відповідну корекцію жорсткості основи);

- другий тип відображає нерівномірне деформування основи без посередньої дії тиску від фундаменту під впливом власної ваги ґрунтового масиву та негативних явищ у ньому (враховується прямим або непрямым прикладенням до фундаменту відповідних вимушених переміщень, розподіл та величину яких визначають за спеціальними формулами).

Узагальнення показало, що у практиці прикладних інженерних сейсмічних розрахунків будівель використовують 3 основних підходи: защемлення розрахункової схеми будівлі в основі; врахування пружної піддатливості (жорсткості) основи; врахування масиву ґрунтової основи зі власною вагою у якості частини динамічної розрахункової схеми (врахування інерції основи). При цьому проведений автором в ПК ЛИРА-САПР відповідний розрахунковий експеримент показав, що: неврахування маси ґрунту основи (тільки його жорсткості) може призводити до суттєвої зміни динамічних характеристик моделі будівлі (збільшення до 36% періодів перших форм коливань); визначення загальних зусиль є більш точним (похибка не перевищила 21% зниження зусилля); інерційні властивості основи найменше впливають на динамічні характеристики розрахункової системи гнучких багатоповерхових будівель, для яких вони можуть не враховуватися для інженерних прикладних розрахунків стандартним спектральним методом. З врахуванням необхідності врахування для сейсмічних розрахунків динамічної жорсткості основи розроблена методика переходу від статичних коефіцієнтів жорсткості основи C_z^{stat} до динамічних C_z^{dyn} для сейсмічних розрахунків.

Для дослідження особливостей динамічних характеристик будівель, що зазнали пошкоджень від ЗНДО та розробки додаткових рекомендацій щодо врахування основи та впливу ЗНДО у розрахунках проведені натурні вимірювання динамічних характеристик відповідних будівель у м. Києві (по вул. Саксаганського, 70/16 та по вул. Гончара, 67).

Аналіз проведених вимірювань та результатів скінчено-елементного моделювання будівель в ПК ЛИРА-САПР 2015 дозволив визначити наступне:

- необхідні особливості врахування основи при динамічних розрахунках (без побудови масиву скінчених елементів ґрунту основи) кам'яних або інших жорстких будівель суттєво залежать від напряму дії коливання. При високій протяжності будівлі (співвідношення між довжиною та висотою конструктивної

системи більше 1,5) при неглибокому закладанні фундаменту та розрахунку в довгому напрямі достатнім є, як правило, врахування підвищеної довготривалим навантаженням вертикальної динамічної жорсткості основи. При співвідношенні між габаритом в плані та висотою менше 1,0 та розрахунку в даному напрямі необхідно приділяти більшу увагу створенню ефекту защемлення будівлі в основі через врахування опору (жорсткості) ґрунту по бокових поверхнях фундаментів.

- обов'язковим є врахування ефектів підвищеної динамічної жорсткості основи у порівнянні з статичними значеннями. Підвищує точність розрахунків врахування збільшення жорсткості основи при наближенні до краю розвинутого в плані фундаменту.

- для динамічного розрахунку з метою відображення натурних вимірювань динамічних характеристик будівель при мікросейсмічних впливах більш точним є, як правило, застосування квазіпостійних значень тимчасових статичних навантажень, а також початкових модулів пружності матеріалів. При цьому слід уникати призначення жорсткісних параметрів конструкцій за мінімальними значеннями їх міцності, в також включати в розрахунок всі елементи, що суттєво впливають на жорсткість конструктивної системи, адже неврахування цього може відчутно збільшити періоди власних коливань у порівнянні з натурними даними.

- орієнтиром для необхідності корекції моделі для динамічного розрахунку має бути значне відхилення визначених розрахунком періодів власних коливань системи від типових значень, визначених натурно для аналогічних будівель.

- розвиток пошкоджень кам'яної будівлі від значних нерівномірних деформацій основи підвищує періоди її власних коливань. Підвищення періоду коливань відповідає зниженню жорсткості кам'яних конструкцій на 20...30% у порівнянні з непошкодженими. При цьому не слід застосовувати таке зниження жорсткісних параметрів при розрахунку у напрямі будівлі в плані, менш пошкоджені від деформацій (наприклад, поперечному), а також для повноцінно відновлених конструкцій.

- суттєве (більше 10...15%) збільшення періодів основних форм власних коливань відбувається для малоповерхових жорстких будівель при зниженні жорсткості ділянок основи до 65% від початкового. При збільшенні гнучкості будівлі, а також для вищих форм власних коливань вплив такого ослаблення – значно менше або відсутнє.

Для розрахунків на послідовний вплив ЗНДО та сейсміки найбільш придатним визначено використання нелінійного статичного розрахунку методом спектру несучої здатності (СНС), який з'явився у нових ДБН [13]. При цьому розроблені доповнення до даного методики розрахунку, наведеної у ДБН [13]. Вони передбачають визначення та максимального значення коефіцієнту пластичності μ_{max} та відповідного максимального розміру горизонтальної гілки білінійної форми графіку СНС на основі: коефіцієнту допустимих непружних деформацій і пошкоджень $k_1 = 1/R_\mu$ з таблиці 6.3 ДБН [13] або на основі спеціальних експериментальних даних; граничних значень нелінійних перекосів поверхів з табл. 6.8 ДБН [13]. Також запропонована необхідність корекції графіку сейсмічного впливу з врахуванням коефіцієнтів з ДБН [13]: впливу знакозмінних навантажень γ_s , типу та призначення будівлі k_2 , поверховості k_3 , нелінійного деформування ґрунтів k_{gp} , підвищення механічних властивостей

матеріалів m . Окремо оговорені особливості врахування у методі СНС вертикальної складової коливань.

На основі проведених досліджень для розрахунку будівель і споруд в умовах можливого одночасного впливу значних нерівномірних деформацій основи (ЗНДО) та сейсмічних навантажень визначені наступні базові правила.

Для об'єктів класу відповідальності СС-1 допускаються незалежні розрахунки на дію складних впливів окремо. При цьому вважається, що стійкість і міцність конструктивної системи будівлі є достатніми для сприйняття складних впливів. Використання поєднання конструктивних вимог та захисту від обох впливів дозволяє прогнозувати низьку ймовірність руйнування будівлі у випадку послідовного поєднання зусиль від різних складних впливів, яке вважається низькоймовірним для даного класу відповідальності (з врахуванням, як правило, їх меншого періоду експлуатації, а також проведенням своєчасних відновлювальних ремонтів).

Для об'єктів класу відповідальності СС-2 та СС-3 для підбору та(або) перевірки перерізів слід виконувати розрахунки на дію складних впливів окремо, для сейсмічних розрахунків при цьому необхідно приймати коефіцієнт непружних деформацій $k_I = 1,0$ (відповідний коефіцієнт податливості $\mu = 1$, який передбачає відсутність непружних деформацій) з врахуванням можливості розвитку та сприйняття конструктивної системою ЗНДО після землетрусу. Для СС-2 допускається сполучення навантажень з врахуванням сейсміки приймати за формулою:

$$N_d = \gamma_n N_{stat} + \frac{N_p}{\gamma_m}, \quad (1)$$

де $\gamma_m \leq 1/k_I$ – коефіцієнт надійності за матеріалами конструкцій, інші позначення прийняті згідно ДБН В.1.1-12 [13]. Тобто для сприйняття сейсмічного навантаження як аварійного навантаження враховувати характеристичні значення фізико-механічних характеристик матеріалів несучих конструкцій у вигляді відповідного зниження даного навантаження. Але при цьому ефект від такого зниження не повинен перевищувати ефект від врахування непружних деформацій конструктивної системи. Для перевірки прийнятих конструктивних рішень слід також провести додатковий розрахунок на аварійне сполучення навантажень з послідовним впливом ЗНДО (як попереднього напруження конструктивної системи) та сейсміки з врахуванням характеристичних фізико-механічних характеристик матеріалів конструкцій (за принципами розрахунку на прогресуюче руйнування) з використанням нелінійного статичного розрахунку. Обґрунтування такої необхідності ґрунтується на постійному характері напружено-деформованого стану (переднапруження вважається постійним навантаженням) будівлі від ЗНДО, а також необхідності гарантування необрушення будівлі даного класу відповідальності від можливого послідовного впливу розглядуваних складних умов.

Також розроблені наступні основні принципи захисту будівель за одночасної наявності чинників ЗНДО та сейсміки:

- для класу наслідків СС-3 не рекомендується допущення необхідності у капітальних ремонтах та(або) вирівнюваннях після розглядуваних складних

впливів (1-2 категорія технічного стану після впливу згідно ДСТУ-Н Б В.1.2-18 [14]).

- для класу наслідків СС-2 допускається проведення планових капітальних ремонтів та(або) вирівнювань після складних впливів, але без виникнення аварійного технічного стану (2-3 категорія технічного стану після впливу).

- для класу наслідків СС-1 рекомендується допущення обмежених деформацій і пошкоджень, що відповідають 3 категорії технічного стану, після складних впливів з проведенням подальших капітальних ремонтів та(або) вирівнювань (3 категорія технічного стану після впливу).

Необхідно поєднувати правила захисту, передбаченими нормами та правилами для проектування та захисту в сейсмонезбезпечних умовах та наявності чинників ЗНДО, що є корисними для захисту від обох видів впливів, зокрема: передбачати просту форму в плані, симетричність жорсткостей і мас; зменшувати масу конструкцій та елементів будівель для зменшення вертикальних і горизонтальних гравітаційних і інерційних навантажень; забезпечувати стійкість і геометричну незмінність конструктивної системи (використовувати жорсткі конструктивні системи); створювати надійне поєднання жорстких дисків перекриттів і покриття з вертикальними несучими конструкціями. Не слід застосовувати способи захисту будівель і споруд, які є ефективними або допустимими для захисту від одного виду складного впливу, але є послаблюючими для іншого, зокрема: не застосовувати піддатливі та комбіновані конструктивні системи; обмежувати для більш відповідальних будівель розвиток пошкоджень і нелінійних (пластичних) деформацій з врахуванням очікуваного накладання зусиль від одного виду складного впливу на інший; не застосовувати безригельні залізобетонні каркаси; не використовувати укрупнені сітки колон.

В цілому пропонуються наступні можливі підходи до захисту будівель за одночасної наявності чинників ЗНДО та сейсміки: повне видалення чинників ЗНДО та сейсмостійке проектування без їх врахування (в майбутньому можлива необхідність у ремонтах після землетрусів); часткове зниження впливу ЗНДО та сейсміки (активний сейсмозахист, підготовка основи тощо) разом з конструктивним захистом будівлі або споруди на знижений рівень особливих впливів (в майбутньому – обмежена потреба у ремонтах та(або) вирівнюваннях конструктивної системи); повністю конструктивне сприйняття особливих впливів (в майбутньому – повноцінна потреба у ремонтах та(або) вирівнюваннях конструктивної системи).

На основі викладеного вище можна зробити наступні висновки. Проблема захисту будівель в умовах можливої сумісної дії сейсмічних навантажень та значних нерівномірних деформацій основи є актуальною. Основна небезпека полягає у суттєвому зниженні сейсмостійкості будівель, які зазнали впливу значних нерівномірних деформацій. Проведені автором дослідження дозволили обґрунтувати механізми негативної дії ЗНДО на сейсмостійкість конструктивної системи будівель, необхідність врахування сумісної послідовної дії ЗНДО та сейсміки, а також розробити методи розрахунку та захисту будівель в розглядуваних складних умовах, основні положення яких наведені в даній статті.

1. Инструкция по проектированию бескаркасных жилых домов, строящихся с комплексом защитных мероприятий на просадочных грунтах в сейсмических районах Молдавской ССР. – К.: КиевЗНИИЭП, 1982. – 43 с. 2. Матвеев И.В. Сочетание воздействий просадки оснований и сейсмики в расчетах зданий / И.В. Матвеев, В.И. Кравченко // Строительная механика и расчет сооружений. – М.: Стройиздат, 1990. – №4/1990. – С. 28-32. 3. Основы конструирования и обеспечения карсто-сейсмоустойчивости многоэтажных зданий: Учебное пособие для вузов / А. И. Сапожников. – Астрахань: АИСИ, 2001. – 108 с. 4. Банах В.А. Учет деформированной схемы зданий в расчетных моделях при расчете на сейсмические воздействия / В.А.Банах, А.В.Банах // Будівельні конструкції. – К.: НДБК, 2006. – Вип. 64. – С. 132-139. 5. Кусбекова М.Б. Особенности проектирования объектов в сейсмических районах на просадочных грунтах / М. Б. Кусбекова // Подготовка инженерных кадров в контексте глобальных вызовов XXI века: Труды Междунар. науч.-практ. конф. (IV том). – Алматы: КазНТУ имени К.И. Сатпаева, 2013. – С. 27-30. 6. Провести научно-исследовательские работы и разработать предложения по выбору рациональных конструктивных решений в жилых зданиях, строящихся в условиях одновременного воздействия сейсмики и просадки и подготовить задание на их разработку: Отчёт о НИР (заключ.) / КиевЗНИИЭП. – К., 1984. – 91 с. – Тема № 12Б/1-Е; Арх. № 3403-0. 7. Разработка рекомендаций по обеспечению эксплуатационной надёжности эксплуатируемых и вновь проектируемых жилых зданий юго-западного микрорайона г. Измаил. Этап II, часть 2: Отчёт о НИР (заключ.) / КиевЗНИИЭП. – К., 1990. – Т.1: Рекомендации по защите эксплуатируемых жилых зданий II этапа на период их дальнейшей эксплуатации в юго-западном микрорайоне г. Измаила. – 113 с. – Тема № 271н/88; Арх. № 4743-0. 8. Хохлін Д. О. Конструктивний захист житлових будинків масових серій, що експлуатуються в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонезбезпечних територій : дис. ...канд. техн. наук : 05.23.01 / Хохлін Денис Олексійович. – К., 2009. – 204 с. 9. Хохлін Д.О. Житлові будівлі масових серій в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонезбезпечних територій України / Д.О. Хохлін // Сборник научных трудов «Состояние современной строительной науки – 2010». – Полтава: Полтавский ЦНТЭИ, 2010. – С. 159-167. 10. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – [3-е изд., перераб. и доп.]. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с. 11. Основы та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009. – [На заміну СНиП 2.02.01-83; Чинні від 01.07.09]. – К.: Укрархбудінформ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с. 12. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – [На заміну СНиП 2.01.07-85*; Чинні від 2007-01-01]. – К.: Укрархбудінформ: Мінбуд України, 2006. – 75 с. 13. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014. – Офіц. вид. – [На заміну ДБН В.1.1-12:2006; Чинні від 2014-10-01]. – К.: Укрархбудінформ: Мінрегіон України, 2014. – 110 с. 14. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. – Офіц. вид. – [Чинні від 2017-04-01]. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 62 с.

МЕТОДЫ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ В ПК «ЛИРА-САПР»

МЕТОДИ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ КОМПОЗИТНИХ МАТЕРІАЛІВ ТА КОНСТРУКЦІЙ В ПК «ЛІРА-САПР»

COMPOSITE MATERIALS AND COMPOSITE STRUCTURES MODELING METHODS ON «LIRA-SAPR»

Барабаш М.С., д.т.н., проф., Гензерский Ю.В., к.т.н., Пикуль А.В., Башинская О.Ю., аспирантка (ООО «Лира-САПР», Национальный авиационный университет, г. Киев)

Барабаш М.С., д.т.н., проф., Гензерский Ю.В., к.т.н., Пікуль А.В., Башинська О.Ю., аспірантка (ТОВ «Ліра-САПР», Національний авіаційний університет, м. Київ)

Barabash M., DS, Professor, Genzerskyi I., Ph.D., Pikul A., Bashynska O., post-graduate («LIRA SAPR» LTD, National Aviation University, Kyiv)

В статье рассмотрен процесс моделирования усиления конструкций композитными материалами в ПК «Лира-САПР». Предложен алгоритм расчёта зданий при изменении проектной ситуации. Рассмотрен пример численного моделирования усиления рамной конструкции, с подбором и проверкой композитного материала.

У статті розглянуто процес моделювання підсилення конструкцій композитними матеріалами в ПК «ЛІРА-САПР». Запропоновано алгоритм розрахунку будівель при зміні проектної ситуації. Наведено приклад чисельного моделювання підсилення рами, з підбором та перевіркою композитного матеріалу

This paper provides detailed suggestions for the process of modeling the structural reinforcement by composite materials on the software package "LIRA-SAPR". The article offers an algorithm for calculation the construction objects in case of the changing of design situation, taking into account the modeling of the composite structure reinforcement.

Ключевые слова:

Напряженно-деформированное состояние, композитные материалы, деформации, физическая нелинейность.

Напружено-деформований стан, композитні матеріали, деформація, фізична нелінійність.

Stress-strain state, composite material, strains, deformations, material nonlinearity, software "LIRA-SAPR".

Состояние вопроса и цель исследования. В процессе эксплуатации зданий и сооружений, в результате возникновения каких-либо запроектных ситуаций, аварий или при изменении конструктивной схемы здания, возникает необходимость усиления некоторых элементов конструкции. Поэтому вопрос о повышении несущей способности зданий и сооружений является очень актуальным. Одним из наиболее эффективных инновационных методов усиления железобетонных конструкции есть использование композитных материалов (ламинатов, а также других изделий на основе углеродного (или стеклянного) волокна).

Первым композитным материалом современного типа считается однонаправленный стеклопластик, созданный Буровым А.К. в 30-х годах. В 60-х годах в Великобритании были разработаны углеродные волокна, что послужило толчком к развитию нового поколения композитных материалов, которые сейчас очень часто используются при проектировании и реконструкции зданий. В связи с постоянным увеличением интереса к композитным материалам и актуальностью его использования, за последнее время много работы было посвящено развитию этого вопроса: работы Гвоздева А.А., Ключева С.В., Курлапова Д.В., Хаютина Ю.Г., Чернявского В.Л. Развитию методик расчёта железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами посвящены работы Кузнецова В.Д., Ватина Н.И., Григорьева Я.В. и других. Много работ, посвященных рассматриваемой теме было создано и за рубежом, например, работы Belarbia A., Acunb B., David D., Grace N.F. и других.

Анализ существующих работ по рассматриваемой теме показал, что на сегодняшний день есть большое количество работ, посвященных экспериментальным исследованиям и анализу опытных данных по усилению железобетонных конструкций. Но процесс численного моделирования усиленной конструкции и анализ её напряженно-деформированного состояния остается в достаточной мере нерешенным.

Целью данной работы является математическое моделирование рамной конструкции методом конечных элементов (МКЭ), с учётом работы системы усиления конструкции композитными материалами. А также создание алгоритма компьютерного моделирования работы конструкции до и после усиления. Реализация поставленной задачи проводилась на основе программного комплекса «Ли́ра-САПР» и электронного справочника инженера «ЭСПРИ».

Композитными называют материалы, которые состоят из двух или более компонентов или фаз. Непрерывную фазу называют матрицей, а компоненты – наполнителем или армирующей фазой. Роль армирующей фазы заключается в изменении свойств матрицы в необходимом направлении. Такие материалы

могут иметь полимерную, металлическую или керамическую матрицу. В зависимости от используемой матрицы будут отличаться механические свойства композитного материала. Полимерные матрицы характеризуются относительно невысокой прочностью и модулем упругости. Керамические матрицы обладают высокой прочностью и жесткостью, но их недостатком есть повышенная хрупкость. Металлические матрицы характеризуются промежуточными значениями прочности, модуля упругости и являются более пластичными, нежели керамические матрицы.

Композитные материалы на основе фибры (волокон), применяемые при ремонте и усилении строительных конструкций, изготавливаются из микроволокон, которые омоноличивают в полимере и тем самым соединяют их в единое целое. Наиболее распространённые типы волокон: арамидные, углеродные и стекловолокна. Физико-механические свойства композитных материалов определяется типом и количеством применяемых волокон.

Преимущественное использование композитных материалов при усилении конструкций обусловлено их физическими свойствами:

Стойкость к химическим воздействиям. Композитные материалы на основе углеродных и арамидных волокон хорошо сопротивляются химическим воздействиям, таким как щелочам, кислотам, хлоридам, сульфатам, нитратам и др.

Электропроводность. Стекловолокна и арамидные композитные материалы являются диэлектриками и могут быть использованы даже для защиты линий электропередач.

Сопротивление ударным нагрузкам. Углеродные, арамидные и стекловолокна характеризуются высокой устойчивостью к ударным нагрузкам.

Высокая огнестойкость. Стекловолокна сохраняют прочностные характеристики при температуре эксплуатации до 1000 °С, углеродные волокнистые материалы могут эксплуатироваться при температуре до 275 °С.

Обеспечение несущей способности и устойчивости любой конструкции закладывается на основе компьютерного и численного анализа их напряженно-деформированного состояния.

Рассмотрим поэтапно процесс расчёта конструкции в ПК «Лира-САПР» с учётом повышения несущей способности её элементов.

В случае изменения проектной ситуации (увеличения нагрузки на объект, проявлении дефектов в каких-либо элементах конструкции, изменении назначения или перепланировке строительного объекта), в первую очередь, необходимо произвести статический расчет конструкции с учётом воздействия новых нагрузок. По результатам статического расчета необходимо подобрать необходимое армирование для железобетонных элементов.

После определения армирования необходимо произвести расчет конструкции с учётом физической нелинейности. В результате расчета необходимо определить элементы конструкции, в которых возникают трещины, следовательно, элементы, которые нуждаются в усилении.

На следующем этапе проектирования нужно подобрать параметры композитного материала, которым будут усиливать конструкцию. Несущую способность усиленного элемента можно проверить в ЭСПРИ. В результате проверки, в ЭСПРИ можно получить новую приведенную жесткость усиленного элемента.

После подбора композитного материала и проверки несущей способности усиленного элемента, в ПК «Ли́ра-САПР» нужно задать новую жесткость конечным элементам расчётной схемы. Для этого в элементах, которые необходимо усилить, нужно изменить тип конечного элемента на физически-нелинейный универсальный пространственный стретжевой КЭ №210. После задания новой жесткости (с учётом усиления конструкции композитными материалами) нужно произвести новый расчёт. В результате расчета можно увидеть, как изменится напряженно-деформированное состояние расчётной модели в целом и возникает ли необходимость в дополнительном усилении оставшихся элементов конструкции.

При желании, после перераспределения усилий в расчётной схеме, в ЭСПРИ можно произвести повторную проверку несущей способности усиленных элементов конструкции, уже с новыми полученными в ПК «Ли́ра-САПР» усилиями в этих элементах.

Таким образом, процедуру расчета аналитической модели в ПК «Ли́ра – САПР» и ЭСПРИ с учетом усиления можно отобразить в следующем виде алгоритма, что показан на рис.1.

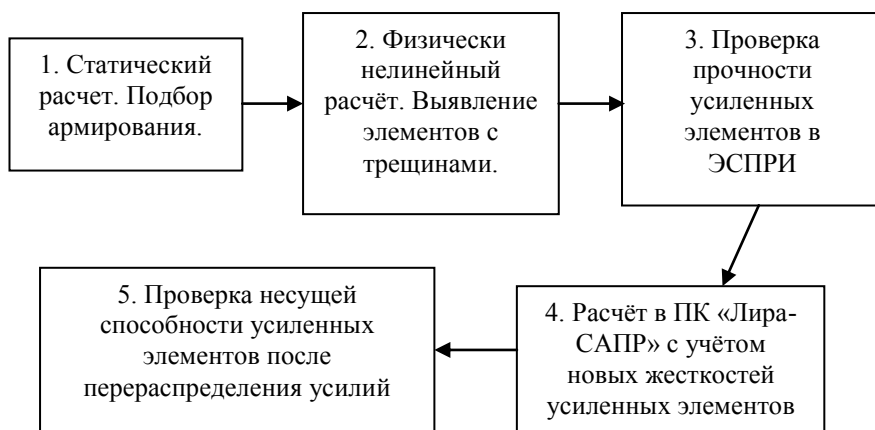


Рис. 1. Алгоритм расчёта усиления конструкции в ПК «Ли́ра-САПР»

Рассмотрим процедуру расчета усиления конструкции в ПК «Ли́ра-САПР» на примере расчётной модели рамы (рис. 2).

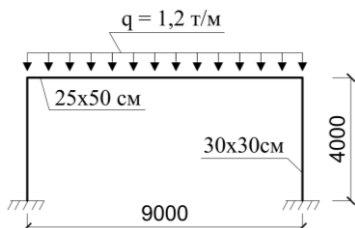


Рис. 2. Расчётная схема рамы.

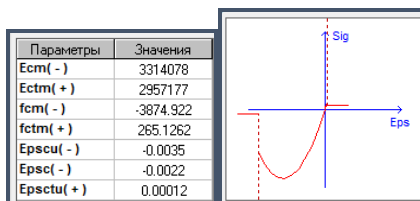


Рис. 3. Параметры нелинейного деформирования бетона

После статического расчета для рассматриваемой расчётной модели было подобрано соответствующее армирование.

После этого был произведен расчет с учетом физической нелинейности, в котором были заданы соответствующие параметры деформирования бетона и арматуры. Также были заданы параметры для расчёта деформации конструкции с учётом ползучести. Изменение коэффициента ползучести во времени было задано при помощи 44-го кусочно-линейного закона ползучести.

При этом коэффициент ползучести $\varphi(\tau)$ был рассчитан по формулам:

$$\varphi(\tau) = \varphi(t') f(t - t'), \quad (1)$$

$$\varphi(t') = C_0 + \sum_{k=1}^m \frac{A_k}{(t')^k}, \quad (2)$$

$$f(t - t') = \sum_{k=0}^m B_k e^{-\gamma_k(t-t')}, \quad (3)$$

где t – момент времени, для которого определяется деформация; t' – момент приложения элементарного приращения напряжения; B_k и γ_k – постоянные, подобранные надлежащим образом для принятого материала, при этом $B_0 = 1$, $\gamma_0 = 0$ и $\gamma_k > 0$.

Величина C_0 – это предельное значение меры ползучести; A_k – некоторый параметр, который зависит от свойств и условий старения для принятого материала.

После расчета с учётом физической нелинейности были получены схемы напряженно-деформированного состояния конструкции.

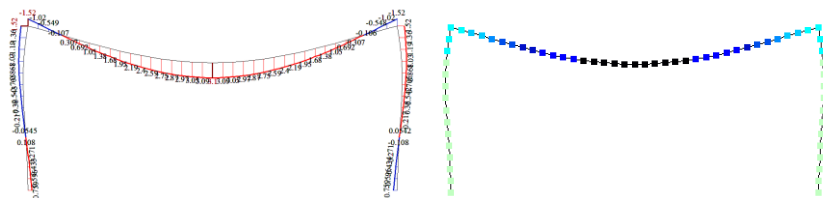


Рис.4. Схемы напряженно-деформированного состояния.

В результате расчета было определено, что на 3 стадии проявления деформаций ползучести в некоторых элементах схемы возникают трещины. На рис. 5 показаны диаграммы напряжений и деформаций в поперечных сечениях балки и колонн, до появления трещин и после.

Для усиления элементов рамы, в которых возникли трещины был подобран композитный материал марки Aslan 400 CFRP Laminate со следующими жесткостными характеристиками:

- толщина монослоя: 1,4 мм;
- модуль упругости, E : 131000 МПа;
- прочность материала на растяжение: 2400 МПа;
- деформация при разрыве: 0.0187 %.

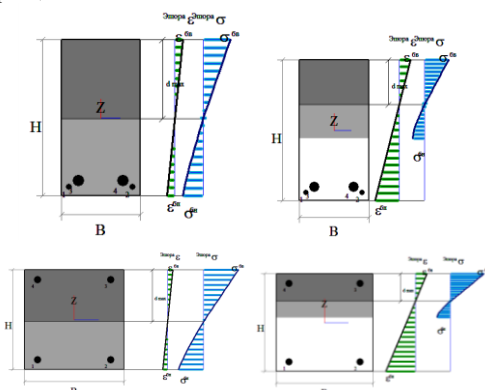


Рис. 5. Диаграммы напряжений и деформаций поперечных сечений схемы.

Коэффициент условий работы принимался равным единице.

После подбора композитного материала для усиления, в ЭСПРИ была произведена проверка несущей способности усиленного элемента рамы.

Для усиленных элементов, которые работают на сжатие, проверка несущей способности осуществляется по формулам:

- при усилении внешним армированием в продольном направлении:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') + R_f A_f a, \quad (4)$$

- при усилении внешним армированием в поперечном направлении:

$$Ne \leq R_{b3} b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a'). \quad (5)$$

Для элементов, что работают на изгиб, проверка осуществляется по продольному изгибающему моменту:

– для прямоугольного сечения:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') + R_f A_f a, \quad (6)$$

– для таврового сечения, если граница проходит в ребре:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a') + R_f A_f a$$

После подбора материала для усиления, и проверки усиленных элементов конструкции, была получена приведенная жесткость усиленных элементов. Для расчёта компьютерной модели с учетом новых жесткостей, КЭ №10 мы заменили на КЭ №210, которым присвоили новые приведенные жесткостные характеристики.

Одним из самых распространенных классических вариантов повышения несущей способности конструкции есть увеличение её жесткости, путём установки металлической обоймы. Рассмотрим пример расчета усиления колонн данной рамной конструкции при помощи устройства металлических обойм. Для этого нужно вместо подбора композитных материалов подобрать размеры металлических уголков (или пластинок), которыми необходимо усилить элементы конструкции. Проверку усиленных элементов можно также осуществить в программе «ЭСПРИ». Для этого в подпрограмме «Проверка сечений сталебетонных колонн» (раздел Железобетонные конструкции) необходимо выбрать проверку сталебетонного сечения с металлическими уголками и задать параметры уголков таки образом, чтобы они моделировали металлическую обойму вокруг колонны.

Проверку композитных сечений можно осуществлять по предельным состояниям и деформационной модели, а также по двухлинейной и трёхлинейной диаграммам деформирования, рис. 6.

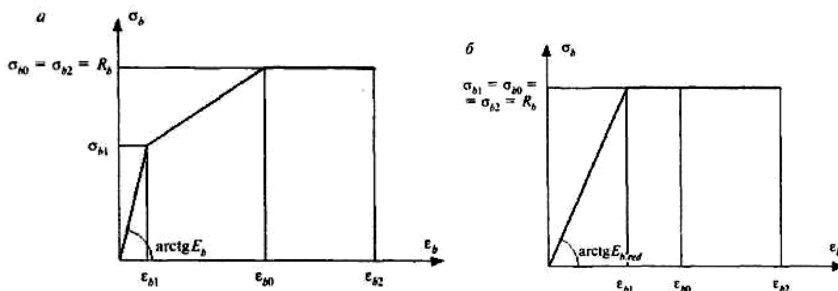


Рис. 6. Диаграммы деформирования сталебетонных элементов.

Сравнение напряженно-деформированного состояния рамы на различных стадиях проектирования с учетом усиления показано в табл.1.

Таблица 1

Сравнение усилий и перемещений рамы при различных постановках задачи

	Линейно-упругий расчет		Физическая нелинейность		С учетом усиления	
	Перемещение Z , мм	Усилия M_y, T^*M	Перемещение Z , мм	Усилия M_y, T^*M	Перемещение Z , мм	Усилия M_y, T^*M
Колонна	0	$\pm 1,65$	-0,1	$\pm 1,89$	0	$\pm 2,06$
Балка	-2,8	2,96	-7,6	2,7	-7,3	2,26

Также, в программе «ЭСПРИ» можно производить расчет и других сечений сталебетонных конструкций, пример которых показан на рис. 7.

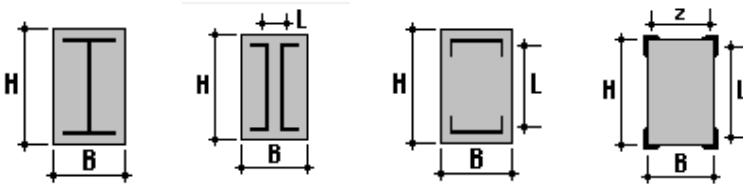


Рис. 7. Типы поперечных сечений сталебетонных конструкций для расчета в ЭСПРИ

Вывод. Использование композитных материалов для усиления конструкций позволяет значительно продлить сроки эксплуатации зданий и сооружений, предотвратить или устранить аварийную ситуацию, исправить ошибки строительства или проектирования, а главное – обеспечить надежную эксплуатацию и долговечность конструкции.

Использование композитных материалов (ламинатов и изделий из углеродного или стеклянного волокна) позволяет значительно повысить несущую способность зданий и сооружений. Математические модели расчетных схем с учетом усиления могут быть реализованы в ПК «Лири-САПР».

В работе был предложен метод моделирования усиления конструкции композитными материалами, а также рассмотрен вариант моделирования усиления конструкции металлической обоймой. Получены величины напряженно-деформированного состояния элементов расчетной модели.

Результатом исследования является сравнительный анализ моделирования конструкции и напряженно-деформированного состояния при физически нелинейной постановке задачи и с учетом усиления конструкции композитными материалами.

Результаты данной работы могут быть использованы для более широкого применения систем повышения несущей способности зданий и сооружений.

1. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция. СНиП 52-01-2003. – М. : ФАУ«ФЦС», 2012. – С. 155. 2. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / В. Л. Чернявский, Ю. Г. Хаютин. – М. : ООО «Интераква», НИИЖБ, 2006. – 48 с. 3. Шилин А.А. Внешнее армирование железобетонных конструкций композитными материалами / А.А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.М. Каргузов. – М. : ОАО «Издательство Стройиздат», 2007. – 184с. 4. Бокарев С.А. Нелинейный анализ железобетонных изгибаемых конструкций, усиленных композитными материалами / С.А. Бокарев, Д.Н. Смердов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – Томск : ТГАСУ, 2010. – Вып. 46. – С. 113 – 125. 5. Болгов А. Н. Особенности методики расчета колонн, усиленных композитными материалами / А. Н. Болгов, С. И. Иванов // Бетон и железобетон. – М. : Ладыя, 2012. – Вып. 81. – С. 14 –17. 6. Ватин Н. Н. Усиление железобетонных конструкций с использованием композиционных материалов на основе углеродных волокон и постнапрягаемых стрендов / Н. Н. Ватин, А. А. Дьячкова // Бетон и железобетон. – М. : Ладыя, 2009. – Вып. 74. – С. 20 – 21. 7. Ключев С. В. Внешнее армирование изгибаемых фибробетонных изделий углеволокном / С. В. Ключев, Ю. В. Гурьянов // Инженерно-строительный журнал. – Санкт-Петербург : СПбПУ, 2013. – Вып. 36. – С. 21 – 26. 8. Курлапов Д. В. Усиление железобетонных конструкций с применением полимерных композитов / Д. В. Курлапов // Инженерно-строительный журнал. – Санкт-Петербург : СПбПУ, 2009. – Вып. 28. С. 22 – 24. 9. Хаютин Ю.Г. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций / Ю.Г. Хаютин, В.Л. Чернявский, Е.З. Аксельрод // Бетон и железобетон. – М. : Ладыя, 2001. – Вып. 63 – С. 17 – 20. 10. Чернявский В. Д. Применение углепластиков для усиления железобетонных конструкций промышленных зданий / В. Д. Чернявский, Е. З. Аксельрод // Промышленное и гражданское строительство. – М. : ПГС, 2004. – № 3. – С. 37 – 38. 11. Шевцов Д. А. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами / Д. А. Шевцов, А. А. Гвоздева // Промышленное гражданское строительство. – М. : ПГС, 2014. № 8. – С. 61 – 64. 12. Belarbia A., Acunb B. FRP Systems in Shear Strengthening of Reinforced Concrete Structures // Procedia Engineering. 2013. № 57. P. 2–8. 13. David E., Djelal C. Repair and strengthening of reinforced concrete beams using composite 7th Int. conf. on Struct // Faults and Repair, Vol.2, 1997. P.169–173. 14. Ehasani M. R. Design recommendation for bond of GFRP rebar to concrete // Journal of Structural Engineering. 1996. № 3(102). P. 125- 130. 15. Grace N. F. Strengthening of concrete beams using innovative ductile fiber — fiber reinforced polymer fabric // ACI Structural Journal. № 5(99). 2002. P.692–700. 17.

**ОЦІНКА ЗЧЕПЛЕННЯ КОМПОЗИТИВ З ПОВЕРХНЕЮ КОНСТРУКЦІЙ
ЗА УМОВИ ВПЛИВУ ПІДВИЩЕНИХ ТЕМПЕРАТУР**

**ОЦЕНКА СЦЕПЛЕНИЯ КОМПОЗИТОВ С ПОВЕРХНОСТЬЮ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УСЛОВИИ ДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ
ТЕМПЕРАТУР**

**ASSESSMENT OF ADHESION COMPOSITES CONSTRUCTIONS WITH
THE SURFACE OF THE CONDITION OF HIGH TEMPERATURE**

**Валовой О.І., к.т.н., проф., Єрьоменко О.Ю., к.т.н., доц., Валовой М.О.,
к.т.н., доцент** (Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг)

**Валовой А.И., к.т.н., проф., Ерёменко А.Ю., к.т.н., доц., Валовой М.А.,
к.т.н., доцент** (Криворожский национальный университет, г. Кривой Рог)

**Valovoj A.I., professor, Eremenko A.U., associate professor, Valovoj M.A.,
associate professor** (Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih)

**Наведено експериментальні дані міцності зчеплення вуглепластиків
(CFRP) та склопластиків (GFRP) з поверхнею бетонних зразків та між
собою за умови впливу підвищених температур**

**Приведены экспериментальные данные прочности сцепления
углепластиков (CFRP) и стеклопластиков (GFRP) с поверхностью
бетонных образцов и между собой при воздействии повышенных
температур**

**Experimental data are presented adhesion of strength carbon fiber reinforced
plastics (CFRP) and glass-reinforced plastics (GFRP) with the surface of the concrete
samples and each other when exposed to elevated temperatures**

Ключові слова:

**Вуглепластик (CFRP), склопластик (GFRP), температура склування (T_g),
міцність на зсув, адгезія, клей, вогнестійкість
Углепластик (CFRP), стеклопластик (GFRP), температура стеклования (T_g),
прочность на сдвиг, адгезия, клей, огнестойкость
carbon fiber (CFRP), glass fiber (GFRP), a glass transition temperature (T_g), shear
strength, adhesion, glue, fire resistance**

Проблема та її зв'язок з науковими та практичними завданнями.

Композитні матеріали знайшли широкого вжитку по всьому світу. Одним з напрямків їх використання в будівництві є зовнішнє армування конструкцій при ремонті чи реконструкції будівель та споруд. Популярність цього способу можна пояснити швидкістю виконання робіт, можливістю ведення робіт малими засобами механізації та з мінімальними перервами в експлуатації споруд, суттєвим підвищенням несучої здатності конструкцій без збільшення їх власної ваги, тощо [1].

Незважаючи на велику кількість дослідів спрямованих на з'ясування особливостей роботи композитів в складі конструкцій, залишається багато малодосліджених питань їх роботи в умовах впливу агресивного середовища, підвищених температур, тощо. Відомо, що властивості композитних матеріалів, в більшій, мірі залежать від підвищення температур, ніж матеріали конструкцій, що підсилюються – бетон та арматура. З огляду на це задача отримання, накопичення та систематизації експериментальних даних про поведінку композитних матеріалів у складі зовнішнього армування конструкцій за умови впливу підвищених температур є актуальною.

Аналіз досліджень і публікацій. Особливістю використання зовнішнього армування при підсиленні чи відновленні конструкцій є потреба в забезпеченні надійного контакту та перерозподілу зусиль між конструкцією що підсилюється та елементом підсилення. Оскільки підсилення, за цим методом, полягає в наклеюванні полос чи полотнищ композиту на поверхню конструкції, то саме клей забезпечує їх сумісну роботу. Умовно, можна поділити таку конструкцію на три складові частини – безпосередньо сама конструкція, композит та адгезив у вигляді клею. З огляду на вплив підвищених температур, кожна складова частина повинна забезпечувати прийнятний рівень вогнестійкості. Аналіз експериментальних досліджень [2...6] свідчить про досить низькі показники міцності композитів та клейових сумішей.

Так в роботі [6] було виконано порівняння зниження показників міцності традиційних будівельних матеріалів, вуглепластику (CFRP) та склопластику (GFRP) з підвищенням температури оточуючого середовища. Отримані залежності (рис. 1) вказують на те, що за температури 300...400 °C композити втрачають до 80% початкової міцності на розтяг, в той час, як зниження міцності бетону чи арматури не перевищувало 20%. Таку поведінку композитів пов'язують з наявністю у їх складі полімерної матриці, яка при зростанні температури починає розм'якшуватися, що призводить до порушення сумісної роботи окремих фібр композиту, нерівномірного розподілу зусиль між ними, тощо. Температуру за якої клей матриці переходить з твердого стану до в'язкопластичного, текучого стану називають температурою склування (T_g). Полімери матриць, які використовують при виготовленні композитів для будівництва, як правило, мають температуру склування в межах 60...90 °C [7]. Оскільки для наклеювання композиту на поверхню конструкції використовують полімерні клеї схожі за складом до полімерів композитів, то T_g буде істотно впливати на їх показники. Проведені дослідження [8] вказують на те, що при

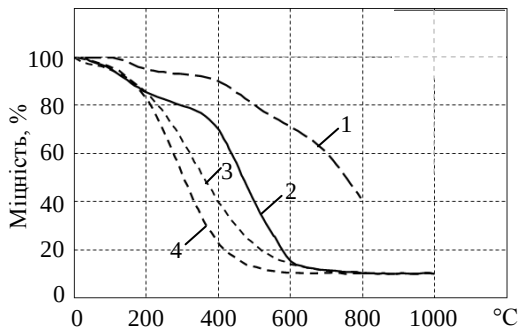


Рис. 1. Зниження міцності матеріалів в залежності від зростання температури [6]:

1 – бетон; 2 – сталь;
3 – вуглепластик (CFRP); 4 – склопластик (GFRP).

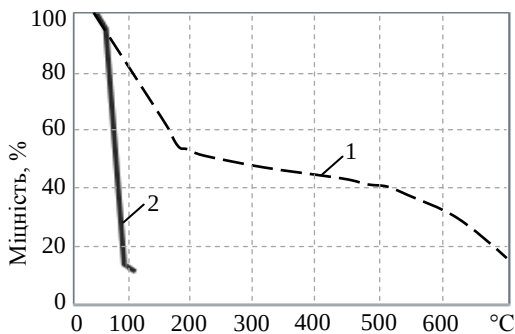


Рис. 2. Зміна міцності CFRP та епоксидного адгезиву:

1 – CFRP [9]; 2 – адгезив на основі епоксидного клею [10].

досягненні температури склування клей адгезиву втрачає до 90 % від початкової міцності. На рис. 2 наведені залежності зниження межі міцності CFRP та полімерного адгезиву на основі епоксидного клею зі зростанням температури.

Таким чином в системі підсилення конструкцій зовнішнім армуванням композитами, кожна зі складових системи має свою ступінь вогнестійкості. При цьому адгезив (клей) в більшій мірі залежить від впливу температури ніж конструкція без підсилення чи композит підсилення. Втрата зчеплення матеріалу підсилення з конструкцією може призвести до втрати ефекту підсилення. Зрозуміло, що останні твердження потребують перевірки шляхом

експериментальних випробувань реальних зразків.

Постановка завдання. Метою дослідження було проаналізувати та узагальнити існуючі експериментальні дані [8, 11...17] зміни міцності зчеплення композитних матеріалів з поверхнею один одного та бетонною поверхнею конструкцій за умови впливу підвищених температур.

Викладення матеріалу та результати. Зважаючи на те, що поведінка дослідних зразків, описувана в роботах [8, 11...17], має багато спільного, то надалі розглядаються результати наведені в роботах [8, 15], як більш репрезентативні.

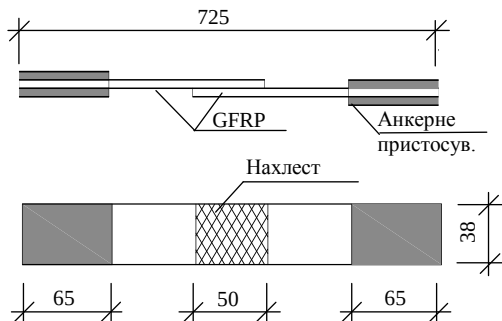


Рис. 3. Схема дослідного зразка [15].

Через 72 години після виготовлення зразки поєднувалися між собою внахлест за допомогою епоксидного адгезиву (Sikadur 30) з температурою склування $T_g = 75\text{ }^{\circ}\text{C}$ [15]. Схема дослідних зразків наведена на рис. 3.

Випробування проводилися за температури оточуючого середовища 20, 45, 60, 75, 90 та 200 $^{\circ}\text{C}$. Після витримки при заданій температурі протягом 10 хвилин, зразки зазнавали розтягання [15].

Результати випробувань зразків наведено в таблиці 1.

Таблиця 1

Межа міцності на зсув зразків GFRP з'єднаних внахлест [15]

Температура, $^{\circ}\text{C}$	20	45	60	75	90	200
Усереднена міцність з'єднання на зсув, МПа	9,2	6,5	3,8	2,1	1,9	1,3

Аналіз результатів вказує на те, що при температурі 45 $^{\circ}\text{C}$ відбулося зниження несучої здатності з'єднання, в середньому, на 30%, а при температурі 75 $^{\circ}\text{C}$ на 77%. Тобто суттєвого зниження міцності з'єднання зазнало вже при температурі 45 $^{\circ}\text{C}$, що менше ніж температура склування ($T_g = 75\text{ }^{\circ}\text{C}$) на 30 $^{\circ}\text{C}$. Досягнення температури T_g клеєм адгезиву призводить, практично, до повної втрати міцності на зсув з'єднанням. В роботі [15] також було виконано дослідження міцності суцільних смуг GFRP на розтяг при тих же рівнях температур. За результатами випробувань зразки також показали зниження міцності, але навіть при температурі 200 $^{\circ}\text{C}$ міцність була на рівні 50 % від початкової [15]. Такі результати вказують на те, що, як клей адгезиву, так і матриця композиту є більш вразливими до впливу температури, ніж фібра. У випадку суцільних полос GFRP фібра чинила опір діючому навантаженню, навіть попри деградацію клею матриці, а з'єднання внахлест зруйнувалося разом з втратою міцності клейової суміші.

В роботі [15] досліджувалася міцність зчеплення двох полос GFRP з'єднаних між собою внахлест, за допомогою клеючого адгезиву на основі епоксидного клею. При цьому імітувався випадок з'єднання стрічок GFRP за довжиною конструкції, при підсиленні зовнішнім армуванням. Дослідні зразки виготовлялися зі склотканини (Tyfo SHE-51A) з наступним просочуванням епоксидною смолою (Tyfo S resin).

В роботі [8] проводилися дослідження на зсув бетонних призм з'єднаних полосами вуглепластику (CFRP). Розглядалося два варіанти закріплення полоси CFRP на поверхні призм. Згідно першого полоси приклеювали на поверхню обох призм за допомогою адгезиву на основі епоксидного клею (зразки серії C1). Згідно другого полоси CFRP укладали в паз утворений на поверхні призм з наступним заповненням тим же клейовим складом, що і для першого випадку (зразки серії C-2). Схему дослідних зразків наведено на рис.

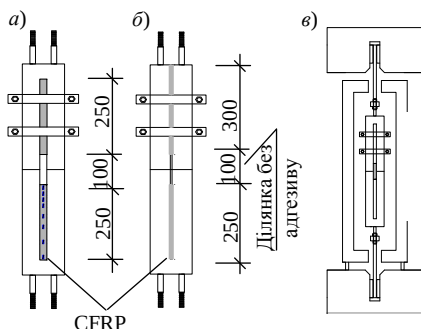


Рис. 4. Схема дослідних зразків [8]:
 а – розташування CFRP на поверхні зразка;
 б – розташування CFRP в пазу;
 в – схема експериментальної установки.

застосовувалася дорівнювала $T_g = 50^\circ\text{C}$. Зразки зазнавали зусиль розтягання при

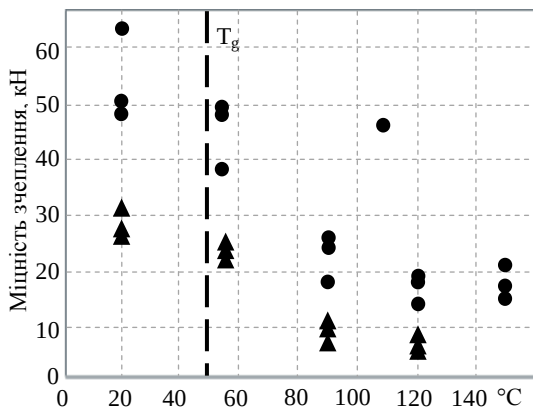


Рис. 5. Показники міцності на зчеплення дослідних зразків[8]:
 ▲ – зразки серії C-1;
 ● – зразки серії C-2.

більшою площею поверхні за якою відбувається контакт між бетоном зразка та CFRP підсилення. Таке співвідношення спостерігалось до руйнування зразків. При цьому зразки серії C-1 при температурі 150°C не випробовувалися внаслідок проковзування CFRP по поверхні зразка, в той час як зразки серії C-2 продовжували чинити опір [8]. Така поведінка зразків пояснюється тим, що при

Випробування на зсув виконувались за при температурі зовнішнього середовища $20, 55, 90, 120, 150^\circ\text{C}$. Температура склування адгезиву, що застосовувався дорівнювала $T_g = 50^\circ\text{C}$. Зразки зазнавали зусиль розтягання при кожному фіксованому рівні температур [8]. Величини зовнішнього навантаження за яких відбулося руйнування зразків внаслідок втрати зчеплення композиту та бетону призм, при різному рівні температур, наведено на рис. 5.

Наведені на рис. 5 відомості свідчать, про те, що міцність на зчеплення зразків серії C-2, при температурі 20°C виявилася, в середньому, на 180% вищою порівняно зі зразками серії C-2. Останнє можна пояснити

розташуванні вуглепластику в пазах, він мав захисний шар у вигляді бетону призми та епоксидного клею, який заповнював паз.

В зв'язку з цим процес переходу адгезиву в пластичний стан відбувався повільніше ніж у зразків серії C-1, в яких адгезив від оточуючого середовища відділяв тільки шар CFRP. В цілому, зразки обох серій показали зниження показників зчеплення зі зростанням температури. Вже при температурі оточуючого середовища 90 °C падіння міцності на зчеплення, у порівнянні з показниками при температурі 20 °C, склало, в середньому, 50%.

Висновки та напрямок подальших досліджень. Аналіз даних наведених в роботах [8, 15] вказують на те, що міцність зчеплення композитів з поверхнями конструкцій швидко знижується з підвищенням температури зовнішнього середовища. Дослідження на зчеплення зразків GFRP та CFRP показали, що при досягненні температури адгезиву рівня ± 15 °C від температури склування, міцність на зчеплення знижується на 50...77%. Зразки з розташуванням зовнішнього армування в пазах показали кращі показники зчеплення з поверхнею.

При підсиленні конструкцій зовнішнім армуванням композитами важливим є забезпечення надійного зв'язку між бетоном конструкції та елементом підсилення за будь-яких умов експлуатації конструкції. Наведені дані свідчать про те, що підвищення температури призводить до зниження механічних властивостей клею, що впливає на зв'язок композиту з бетоном. З подальшим підвищенням температури відбувається повна втрата взаємозв'язку між композитом і бетоном конструкції. При цьому конструкція, яка втратила ефект підсилення, під впливом навантаження, що перевищує проектне, за обмежений проміжок часу втратить несучу здатність. Таким чином, попередньо можна зробити висновки, про те, що використання композитів в якості зовнішнього армування при підсиленні конструкцій, можливо лише за умови забезпечення рівня вогнестійкості елементів підсилення такого ж, як і рівень вогнестійкості самої конструкції. Останнє передбачає використання відповідних засобів вогнезахисту таких конструкцій. Дослідження ефективності тих чи інших засобів вогнезахисту, а також розробка рекомендацій з їх застосування є актуальним питанням подальших досліджень пов'язаних з використанням композитів в якості зовнішнього армування при підсиленні конструкцій.

1. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. – М., ОАО «Издательство «Стройиздат», 2007. 181 с. 2. Foster SK, Bisby LA. High Temperature Residual Properties of Externally-Bonded FRP Systems. 7th Int. Symp. Fiber-reinforced Polym. Reinf. Concr. Struct., American Concrete Institute; 2005, p. 1235–52. 3. Zlámal M, Kučerová A, Štěpánek P Effect of fire on frp reinforced concrete structures, Central Europe towards Sustainable Building 2013. 4. Williams B, Bisby L, Kodur V, Su J, Green M. An investigation of fire performance of FRP-strengthened R/C beams. 8th International Symposium on Fire Safety Science ,Beijing, September 18–23, 2005. 5. Ahmed, A., “Behavior of FRP-Strengthened Reinforced Concrete Beams Under Fire Conditions”, PhD thesis, Michigan State University, USA, 2010, 262pp. 6. B. Williams, V. Kodur, M. Green, and L. Bisby, "Fire Endurance of Fiber-Reinforced Polymer

Strengthened Concrete T-Beams," J ACI Structural , vol. 105, no. 1, pp. 60-67, 2008. **7.** Bakis, C. E. (1993). FRP reinforcement: materials and manufacturing, Elsevier Science Publisher. **8.** FRP composites for new construction and strengthening: Properties, Applications & Research at IST, Department of Civil Engineering, Architecture and geological resources, Instituto Superior Técnico, University of Lisbon, Portugal& Kaunas University of Technology (KTU), Lithuania, 2015. – p. 97. **9.** Wang K., Young B. and Smith S.T. (2011). "Mechanical properties of pultruded carbon fibre-reinforced polymer (CFRP) plates as elevated temperatures". Engineering Structures , Vol. 33, pp. 2154-2161. **10.** Moussa, O., A.P.Vassilopoulos, J. de Castro, and T. Keller, 2012, Time–temperature dependence of thermomechanical recovery of cold-curing structural adhesives. International Journal of Adhesion and Adhesives, 35, 94-101. **11.** Tadeu, A. J. B., and Branco, F. J. F. G. (2000). "Shear Test of Steel Plates Epoxy-Bonded to Concrete Under Temperatures." Journal of Materials in Civil Engineering, 12(1), 74-80. **12.** Blontrock, H., Taerwe, L., and Vanwalleghem, H. (2002). "Bond testing of externally glued FRP laminates at elevated temperature." Proceeding of the International 253 Conference Bond in Concrete – from research to standards, Budapest, Hungary, 648-654. **13.** Klammer, E. L., Hordijk, D. A., and Janssen, H. J. M. (2005b). "The influence of temperature on the debonding of externally bonded CFRP." Proceedings of 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRP7RCS), Kansas City, 1551-1592. **14.** Leone, M., Matthys, S., and Aiello, M. A. (2009). "Effect of elevated service temperature on bond between FRP EBR systems and concrete." Composites Part B, 40(1), 85-93. **15.** Chowdhury, "Behaviour of fibre reinforced polymer confined reinforced concrete columns under fire condition", PhD thesis, Queen's University Kingston, Ontario, Canada December, 2009, 260pp. **16.** Leone, M., Aiello, M.-A., & Matthys, S. (2006). The Influence of Service Temperature on Bond between FRP Reinforcement and Concrete. Fédération Internationale du Béton Session 10 - FRP reinforcement for new and existing structures. Naples, Italy: Fédération Internationale du Béton. **17.** Baolin Y., " Fire response of reinforced concrete beams strengthened with near-surface mounted frp reinforcement", PhD thesis, Michigan State University, USA, 2013, 391pp.

**ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ І РОЗРОБКА СПОСОБУ ПОСИЛЕННЯ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ШЛЯХОПРОВОДУ В М. ЗАПОРІЖЖЯ.**

**ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ И РАЗРАБОТКА СПОСОБА
УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТЕПРОВОДА В Г.
ЗАПОРОЖЬЕ.**

**TECHNICAL CONDITION ASSESSMENT AND DEVELOPMENT OF A
METHOD OF AMPLIFICATION THE RAILWAY OVERPASS IN
ZAPOROZHYE.**

Чирва Т.Л. - к.т.н. (Київський національний університет будівництва та архітектури), Чирва В.М. к.т.н.,доц., Савченко А.А. інженер (ТОВ «Придніпров'я»), Новікова Ю.В. спеціаліст (Криворізький національний університет), Рижих О.О. бакалавр (Криворізький національний університет).

Чирва Т.Л. -к.т.н.(Киевский национальный университет строительства и архитектуры), Чирва В.Н. к.т.н., доц., Савченко А.А. инженер (ООО «Приднепровье»), Новикова Ю.В. специалист (Криворожский национальный университет), Рыжих А.А. бакалавр (Криворожский национальный университет).

Chirwa T.L. candidate of technical sciences (Kiev national university of construction and architecture), Chirwa V.M. candidate of technical sciences, docent, Savchenko A.A. engineer (TOV "Pridniprova"), Novickova Y.V. specialist (Kryvyi Rih national university), Ryzhykh O.O. bachelor (Kryvyi Rih national university).

В даній статті розглянуто вплив навколишніх чинників на конструкції шляхопроводу. Завданням є розробка способу підсилення прогонових конструкцій з метою відновлення несучої здатності.

В данной статье рассмотрено влияние окружающих факторов на конструкции путепровода. Задачей является разработка способа усиления пролетных конструкций с целью восстановления несущей способности.

In this article the influence of surrounding factors on the overpass. The objective is finding a method to provide amplification of span structures to restore load bearing capacity.

Ключові слова: шляхопровід, балка, модель, арматура, обстеження, діафрагма, споруда, міцність.

Ключевые слова: путепровод, балка, модель, арматура, обследование, диафрагма, сооружение, прочность.

Keywords: bridge, beam, model, armature, survey, diaphragm, building, strength.

Обстеження технічного стану шляхопроводу було виконане в жовтні 2016 р. Залізничний мостовий шляхопровід відноситься до споруд внутрішньоцехового транспорту Запорізького заводу феросплавів. Шляхопровід трьохпрогоновий, балочний.



Рис. 1. Загальний вигляд шляхопроводу.

Прогони відповідають природному розмежуванню поперечника вулиці: тротуар і дорога - трамвайні колії - дорога і тротуар (подовжня схема - 16,5+13,5+16,5 м), кут перетину шляхопроводу з вулицею - 39°.

Пролітні будови складаються з двох монолітних залізобетонних головних балок, пов'язаних між собою плитою і діафрагмами. Подовжня робоча арматура

класу А-II Ø28 мм, розташована в 4 ряди по висоті (9 стержнів в одному ряду). Частина стержнів не доходить до опори і відводиться в стислу зону бетону. Для створення баластного корита влаштовуються довгі консолі, на яких встановлені перила. Проектне навантаження на пролітні будови - Н- 7.

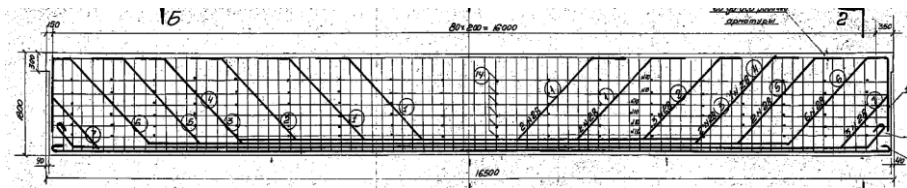


Рис. 2. Армування балки пролітної будови.

В результаті обстеження встановлено, що одна з прогонових будов, розташована з боку заводу феросплавів, має дефекти у вигляді руйнування бетону розтягнутої зони і обриву частини стержнів робочої арматури. У одному ребрі обірвані два нижні ряди арматури, в другому повністю нижній ряд арматури і два стержні другого ряду. Міцність бетону монолітних балок і діафрагм була визначена за допомогою склерометра ADA Schmidt Hammer 225 і знаходиться в межах 25,8-26,8 МПа, що вище за проектну марку бетону - М250, за винятком пошкоджених місць, де середня міцність бетону склала 18,8 МПа.

Дані ушкодження виникли внаслідок поперечних ударів вантажного автомобільного транспорту об нижню грань балок через зменшення габариту проїзної частини. Причиною зменшення габариту є збільшення висоти проїзної частини при проведенні ремонтних робіт асфальтобетонного покриття.



Рис. 3. Пошкоджені балки прогонової будови.

В ході перевірочних розрахунків на навантаження С14 відповідно до ДБН В.1.2-15: 2009 " Споруди транспорту. Мости і труби. Навантаження і впливи"[1] і ДБН В.2.3-14:2006. " Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування"[2] встановлено, що прогонові будови без ушкоджень мають достатню несучу здатність. Несуча здатність пошкодженої пролітної будови в середині прольоту складає близько 70% від потрібної.

З метою вивчення розподілу зусиль в арматурі пошкодженої прогонової будови і розробки способу посилення, була створена тривимірна модель шляхопроводу в ПК Лира. Моделювання бетону виконане об'ємними кінцевими елементами, діафрагми - кінцевими елементами балки-стілки, а стержні поздовжньої і поперечної арматури виконано кінцевими елементами типу ферм.

Детальне вивчення результатів показало, що в існуючій моделі, створеній згідно з проектом та наявними дефектами, напруга в робочій арматурі перевищує гранично допустиму. При цьому небезпечний переріз знаходиться не в центрі прольоту, де діє максимальний згинальний момент, а у країв пошкодженої ділянки. Це обумовлено тим, що частина поздовжніх стержнів не доходить до цього перерізу, а та частина, яка згідно з проектом повинна доходити до опори, обірвана.

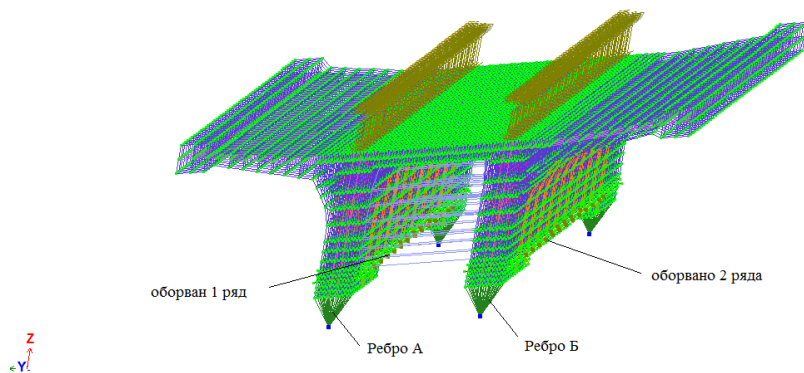


Рис.4. Модель шляхопроводу

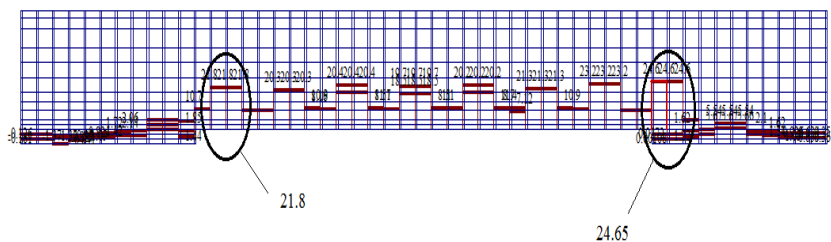


Рис.5. Зусилля, що виникають в існуючій робочій арматурі до посилення при дії нормативного навантаження.

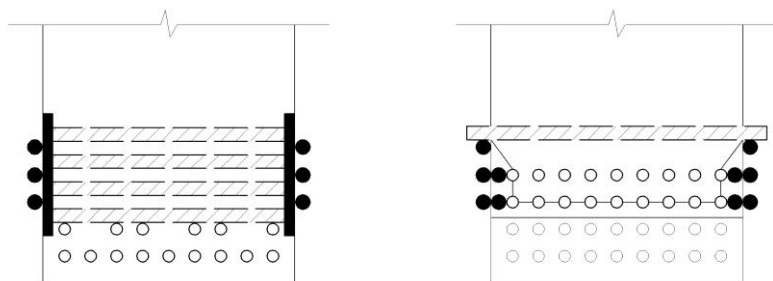


Рис.6. Розташування елементів посилення на опорній ділянці і в середині прольоту.

З метою збереження існуючого вертикального габариту і забезпечення несучої здатності пролітної будови, розроблено влаштування посилення шляхом постановки трьох додаткових рядів стержневої арматури класу А400С Ø32 мм по обох бічних гранях балок. Забезпечення спільної роботи існуючої і нової арматури передбачається за рахунок їх з'єднання між собою за допомогою коротистів. У місцях відсутності подовжньої арматури у бічних граней балок передбачена фіксація арматури посилення за допомогою анкерів, що встановлюються перпендикулярно подовжній осі балок. Для анкерування арматури посилення на ділянках біля опор передбачається встановлення закладних деталей.

Рис.6. Зусилля, що виникають в існуючій робочій арматурі після посилення при дії нормативного навантаження.

1. ДБН В.1.2 15: 2009 " Споруди транспорту. Мости і труби. Навантаження і впливи". 2. ДБН В.2.3 14: 2006. " Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування".

**ВИКОРИСТАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ У
ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУДАХ**

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В
ФОРТИФИКАЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЯХ**

**APPLICATION OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS IN THE
FORTIFICATION WORKS**

Афанасьєва Л.В., к.т.н., доцент, Діденко Д.В. інженер (Київський національний університет будівництва і архітектури, м.Київ)

Афанасьєва Л.В., к.т.н., доцент, Діденко Д.В. инженер (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г.Киев)

Afanasieva L.V., associate professor, Didenko D.V., engineer (Kyiv national university of construction and architecture, Kyiv)

Наведені результати досліджень напруженого стану бетонних і залізобетонних елементів при дії високошвидкісного удару і обґрунтована можливість їх застосування у фортифікаційних спорудах

Приведены результаты исследований напряженного состояния бетонных и железобетонных элементов при действии высокоскоростного удара и обоснована возможность их применения в фортификационных сооружениях

There are brought the research results of concrete and reinforced concrete elements intensive state under the high-speed impact and there is grounded their application ability in the fortification works

Ключові слова:

Модель, ударник, плита, взаємодія, фортифікаційна споруда

Модель, ударник, плита, взаимодействие, фортификационное сооружение

Model, drop point, flagstone, interaction, fortification work

Будівництво багатьох споруд неможливо без урахування їх реакції на динамічні навантаження, в тому числі на дію високошвидкісного удару. Але процес пробивання твердими тілами залізобетонних конструкцій потребує масштабного дослідження.

Метою проведених чисельних досліджень є вивчення процесів деформування й руйнування залізобетонних елементів з різними типами

армування під дією високошвидкісного удару, а також розробка рекомендацій щодо їх конструювання і впровадження в практику будівництва.

Об'єктами дослідження є особливості механічного стану матеріалів при високошвидкісній взаємодії системи твердих тіл —«ударник-плита», тобто двох тіл, перше з яких має суттєво меншу площу перерізу і проникає в середину іншого («ударник»), а друге - тіло, що перешкоджає проникненню в середину себе іншого тіла («плита»).

Явище взаємодії ударника і плити відноситься до нелінійних задач, вирішення якої потребує використання чисельних методів розрахунку і моделювання. В проведених дослідженнях використовувався програмний комплекс ANSYS. Зазначений комплекс реалізує систему математичних рівнянь, що описує рух і стан ударника, а також плити при їх взаємодії. Застосування сітки Лагранжа, схема якої передбачає відповідність вузлів сітки точкам матеріального середовища, при моделюванні дії високошвидкісного удару досягається сумісне деформування матеріалів ударника й плити з матеріалом середовища [1]. Схема інтегрування системи рівнянь за часом при використанні Лагранжевої сітки включає операції, що наведені на рис. 1

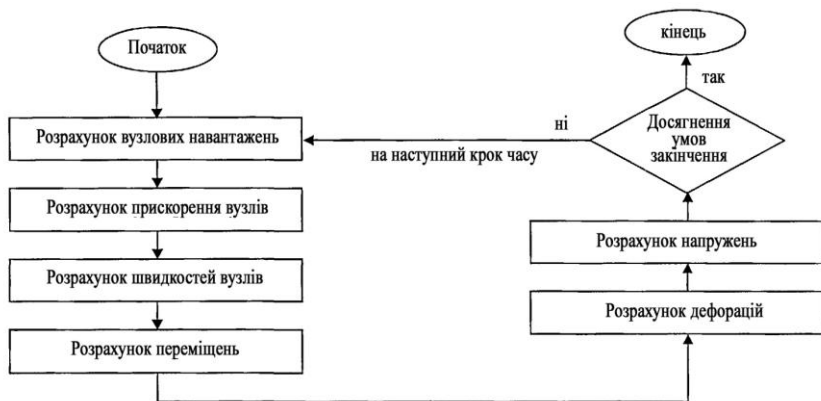


Рис.1 Схема інтегрування за часом системи рівнянь при Лагранжевій сітці

Для побудови структурованої сітки прийнятий тип кінцевого елемента у вигляді гексаедра(призма, тетраедр, октаедр),що дозволило моделювати фазові перетворення слоїв матеріалів в умовах високих швидкостей (вплив температури, стисненість і т.ін.).

Результати проведених чисельних досліджень мали за мету проектування залізобетонних плит, що мали найменше проникнення ударника в тіло плити. Використання програмного комплексу ANSYS передбачало використання досвідного ударника з такими характеристиками: циліндрична форма діаметром 23мм; довжина ударника 65мм; форма головної частини – тупа; початкова

швидкість ударника 800 м/с; гексаedr розміром 4мм; кількість елементів – 425; кут зустрічі – 00; густина матеріалу- 7750кг/м3; межа текучості -1539 МПа; температура плавлення 1489,9С; модуль зсуву -81,8 ГПа, а також дослідної плити : товщина - 400мм; матеріал – бетон класу – С35; гексаedr розміром 4мм; кількість елементів – 1834326;

Характер проникнення ударника в тіло бетонної плити наведений на рис.2

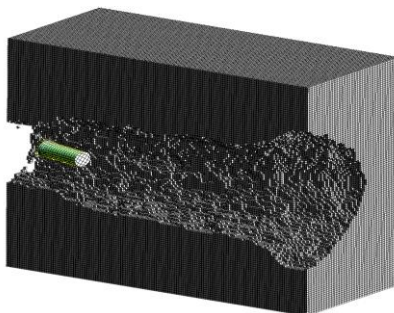


Рис.2 Характер проникнення ударника в бетонну плиту

Зміна швидкості ударника наведена на рис.3.

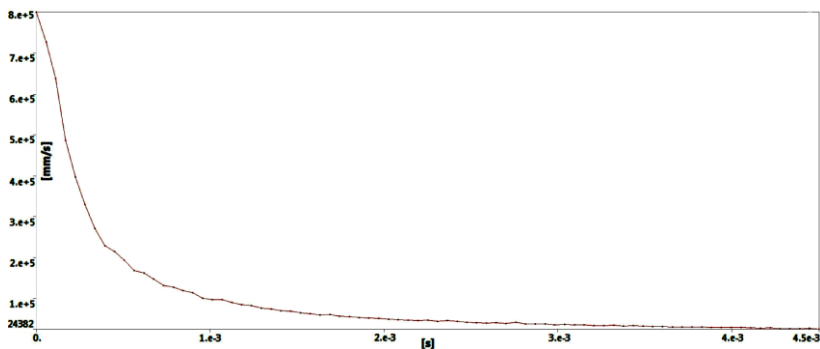


Рис.3 Графік зміни швидкості ударника

За результатами виконаних розрахунків визначені особливості проникнення ударника в залізобетонну плиту. Армування дослідної плити здійснювалось двома сітками, суцільним металевим листом, а також подвійною сіткою з поперечною арматурою.

Особливості проникнення ударника в залізобетонну плиту з різними типами армування наведені на рис.4

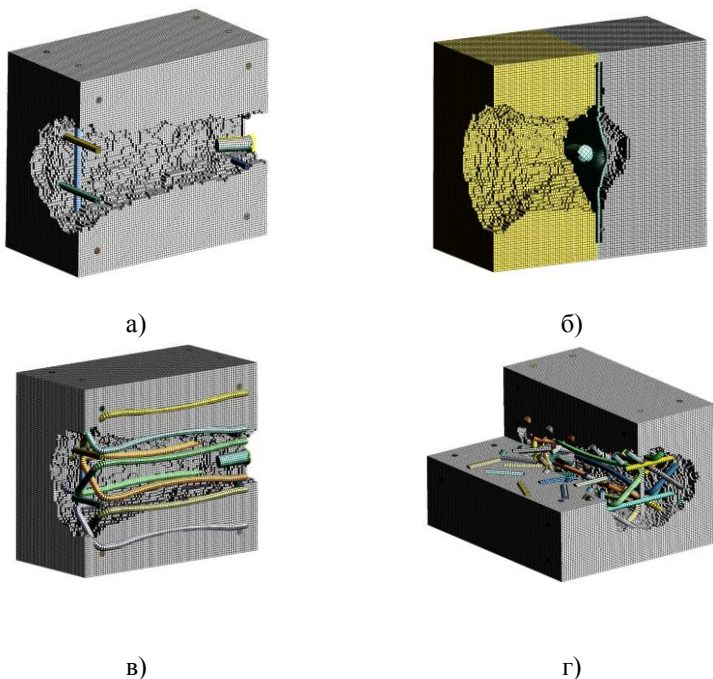


Рис.4 Особливості характеру проникнення ударника в залізобетонну плиту: **а**- з подвійною сіткою; **б**- з суцільним металевим листом; **в**- з подвійною сіткою і поперечною арматурою; **г**- з поперечною арматурою і подвійною сіткою з фіброю

За результатами розрахунків досліджено характер руйнування конструкцій на підставі отриманих значень остаточної швидкості ударника в тілі плити в залежності від типу армування останньої. Зазначена швидкість становить: - бетонна плита – 24,382 м/с; - бетонна плита армована двома сітками – 24,252 м/с; - бетонна плита розділена суцільним металевим листом – 3,868 м/с; - бетонна плита армована поперечною арматурою з подвійною сіткою - 26,179м/с; - бетонна плита армована поперечною арматурою і подвійною сіткою з фіброю- 17,178 м/с. Залишки неушкоджених зразків становлять 44 мм та 152 мм відповідно плит з подвійною поперечною арматурою і фіброю, а також з суцільним металевим листом. Всі інші дослідні зразки плит мали наскрізне руйнування під дією пробійника.

Аналіз проведених чисельних досліджень свідчить, що прийняті передумови розрахунку в роботі [2], а саме заміна шару армованого бетону пружно-

пластичним середовищем - гомогенною двофазною сумішшю матеріалів - не відповідає результатам розрахунку.

За результатами виконаних розрахунків доведено, що прийнятні особливості поведінки в умовах високошвидкісного удару притаманні плитам, що армовані суцільним листом, а також подвійною сіткою з поперечною арматурою і фіброю. Зазначені дослідні плити відрізняються залишковими неущкодженнями і найменшою остаточною швидкістю ударника (17,178 м/с).

Необхідно зазначити, що використання суцільного металевго листа для армування плити супроводжується розшаруванням плити вздовж металевго листа по обидві його сторони. Це потребує особливих конструктивних і технологічних рішень. Останнє ускладнює можливість використання таких плит в спорудах, що експлуатуються в умовах високошвидкісного удару.

Таким чином, на підставі проведених чисельних досліджень для використання у фортифікаційних спорудах рекомендуються залізобетонні плити, що армовані подвійною сіткою з поперечною арматурою і фіброю. Фортифікаційні споруди доцільно виконувати зі збірного залізобетону з урахуванням умов, що не ускладнюють виконання будівельно-монтажних робіт. До складу фортифікаційного об'єкта входять такі монтажні елементи:- фундаментні блоки – крайні і середні вагою 1,15 т і 0,55 т відповідно;- стінові панелі – фронтальні і торцеві вагою 5,785 т;- вхідні панелі вагою 4,721 т;- середні панелі вагою 2,08 т;- панелі перекриття вагою 4,463 т.

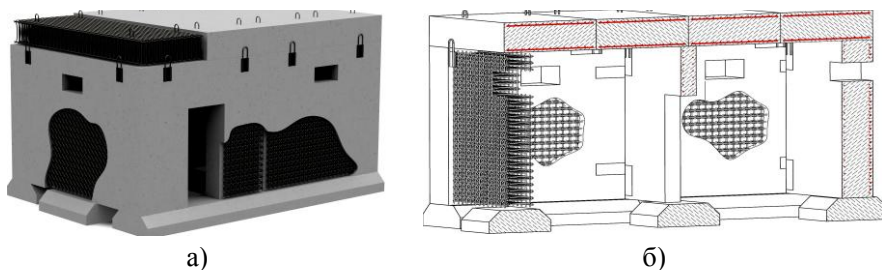


Рис.5 Запропонована конструкція фортифікаційної споруди:
а - загальний вигляд; б – схема армування елементів споруди

Зазначена вага конструкцій не ускладнює технологічний процес монтажу – монтаж елементів здійснюється одним вантажопідйомним пристроєм з одного місця стоянки. Загальний вигляд об'єкта (а), а також схема його армування (б) наведені на рис.5.

Запропонована конструкція дозволяє встановлювати фортифікаційну споруду на різну глибину з урахуванням умов будівництва та призначенням споруди.

Конструкція вантажопідйомних петель розроблена на підставі аналізу величини і розподілу напружень в бетоні складових елементів споруди. Максимальне напруження в бетоні становить 24,5 МПа.

Приклад конструктивного рішення стропу вальних петель фронтальної панелі наведено на рис.6.

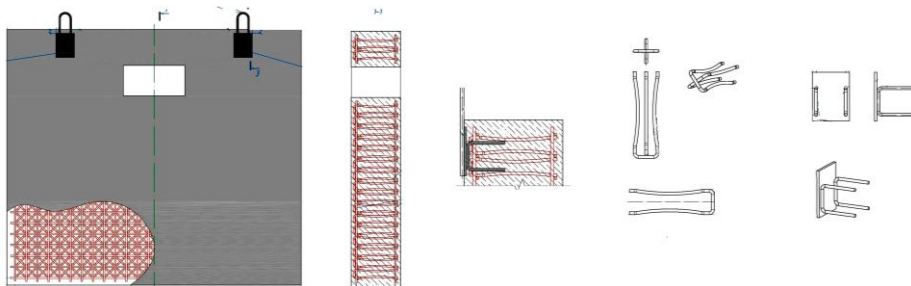


Рис.6 Влаштування вантажопідйомних петель конструктивних елементів споруди

Результати виконаних чисельних досліджень дозволили рекомендувати використання в практиці фортифікаційного будівництва залізобетонні конструкції, що придатні до експлуатації в умовах високошвидкісного удару.

1. Клованич С.Ф.- Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / Запорожье: Издательствожурнала“Світ геотехніки”, 2009. – 400 с. 2. Белов Н.Н., Югов Н.Т. Расчет прочности конструкций из бетонных и железобетонных плит при высокоскоростном ударе. Томский государственный архитектурно-строительный университет. УДК 539.3 12/V 2004г .3. Hakan Hansson, Peter Skoglund. SWEDISH DEFENCE RESEARCH AGENCY. Weapons and Protection. Simulation of Concrete Penetration in 2D and 3D with the RHT Material Model. November 200.

**СТАН ПИТАННЯ ТА ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ
ВІДНОСНОЇ ВОЛОГОСТІ ДЕРЕВИНИ НА МІЦНІСТЬ ТА
ДЕФОРМАТИВНІСТЬ НАГЕЛЬНИХ З'ЄДНАНЬ**

**СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ИССЛЕДОВАНИЮ
ВЛИЯНИЯ ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ВЛАЖНОСТИ ДРЕВЕСИНЫ НА
ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ**

**CONDITION OF THE QUESTIONS AND PROPOSALS FOR THE
STUDYING OF EFFECT OF MOISTURE CONTENT OF TIMBER ON
MECHANICAL PROPERTIES OF JOINTS MADE WITH DOWEL-TYPE
FASTENERS**

**Лисюк С. А. к. т. н., Шеремета О. В. маг. (Національний університет
«Львівська політехніка)**

**Лисюк С. А. к. т. н., Шеремета О. В. маг. (Національний університет
«Львівська політехніка)**

**Lysiuk S. A. Candidate of Engineering Sciences (Ph. D.), Sheremeta O. V. Master
Student (Lviv Polytechnic National University)**

**Розглядається проблема недостатньої вивченості поведінки нагельних
з'єднань дерев'яних елементів при різних рівнях відносної вологості
з'єднуваних елементів та подаються пропозиції щодо вибору параметрів
дослідних зразків і методики їх досліджень.**

**Рассматривается проблема недостаточной изученности поведения
нагельных соединений деревянных элементов при различных уровнях
относительной влажности соединяемых элементов и подаются
предложения по выбору параметров опытных образцов и методики их
исследований.**

**It is studied the problem of not enough knowledge about the work of timber
joints made with mechanical fasteners in conditions of different moisture content
of members. Here are offered a choice of options of test pieces and methods of
their exploration.**

Ключові слова:

Нагельне з'єднання, відносна вологість деревини.

Вступ. Вивчення роботи будівельних конструкцій за реальних, чи
наближених до реальних, умов, має на меті визначення рівнів впливу зовнішніх

факторів на характеристики міцності та деформативності конструкції в цілому чи окремих її вузлів. Опрацювання та аналіз отриманих даних, в подальшому, допоможе уникнути аварійних ситуацій чи у проектуванні матеріало-ефективних вузлів та конструкцій із збереженням їх надійності. Зокрема, коли вологість експериментальних зразків не відповідає нормативній (п. 5.3 [1]) чи у випадку локального або повного замокання дерев'яних конструкцій (аварійні ситуації), виникає потреба приведення розрахункових характеристик перерізу до таких, що відповідають реальному стану. Згідно з п.7.3.1.3 [2] вплив вологості на характеристики деревини є детермінованим лише в межах трьох експлуатаційних класів:

Експлуатаційний клас 1. Характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20 °С і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 65 %, тільки декілька тижнів протягом року. Середня вологість деревини хвойних порід не повинна перевищувати 12 %.

Експлуатаційний клас 2. Характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20 °С і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 85 %, тільки декілька тижнів протягом року. Середня вологість деревини хвойних порід не повинна перевищувати 20 %.

Експлуатаційний клас 3. Характеризується кліматичними умовами, що призводять до вищої вологості ніж для експлуатаційного класу 2.

Вплив навколишнього середовища на характеристики деревини враховується через перехідні коефіцієнти k_{mod} (І група граничних станів) (табл. 8.1, [2]) та k_{def} (ІІ група граничних станів) (табл. 8.2, [2]). Значення k_{mod} залежить від матеріалу, тривалості дії навантаження та експлуатаційного класу конструкції, а k_{def} – від матеріалу та експлуатаційного класу конструкції.

При виконанні перевірконого розрахунку конструкцій, які експлуатуються в умовах надмірної вологості можна скористатися приведенням розрахункових характеристик міцності деревини у залежності від експлуатаційного класу конструкції (зробити перерахунок характеристик міцності перерізу за 3 експлуатаційним класом), проте при виконання розрахунків на основі експериментальних даних такий спосіб є не точним.

Проте все вище перелічене не вирішує проблему із нагельними з'єднаннями, оскільки їх міцність не залежить від експлуатаційного класу конструкції і визначається тільки з врахуванням щільності деревини з'єднуваних елементів та діаметра нагеля [2]:

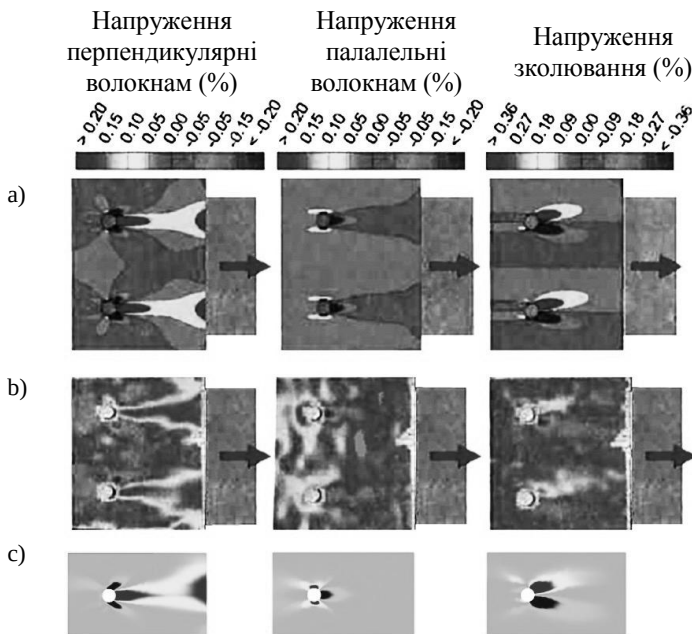
$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k, \quad (1)$$

де $f_{h,k}$ – міцність на вдавлювання нагеля, Н/мм²; d – діаметр нагеля, мм; ρ_k – нормативна густина деревини, кг/м.

Враховуючи те, що у місці нагельного з'єднання здійснюється ослаблення з'єднуваних елементів яке, у переважній більшості випадків може стати причиною виходу із ладу конструкції, то потреба аналізу та розробки рекомендацій щодо розрахунку нагельних з'єднань елементів несучих конструкцій при різних рівнях відносної вологості деревини є актуальним питанням наукових і інженерних

досліджень. Для коректної оцінки роботи з'єднань, а також правильного їх проектування необхідно дослідити, який вплив має відносна вологість деревини на міцність нагельних з'єднань.

Аналіз останніх досліджень. В роботі [3] досліджувалося питання напружень навколо нагельів в дерев'яних з'єднаннях в наслідок зміни вологості деревини. Метою дослідження було встановити рівні додаткових напружень в місцях влаштування металевих елементів з'єднань при зміні вологості в деревині і на основі цього розробити розрахункову математичну модель.



а – 2D розрахунок; б – експериментальні результати; с – результати 3D розрахунку

Рис.1. Експериментальні та теоретичні результати для нагельних з'єднань

На основі зібраної інформації про зміну вологості в дерев'яних елементах в різні періоди року, були проведені натурні дослідження, а також складено і проведено розрахунок математичної моделі. За результатами експериментів було встановлено, що зміна вологості в деревині створює додаткові напруження навколо елементів з'єднань та запропонована математична модель роботи з'єднання при змінній вологості, яка повністю відповідає роботі реального з'єднання.

С. С. Gerhards в роботі [4], досліджував вплив зміни вологості і температури на характеристики міцності дерев'яних зразків. За базові характеристики

прийнято відносну вологість деревини – 12 % і температуру навколишнього середовища – 20 °С. В результаті проведених експериментів встановлено, що вологість має менший вплив на міцність деревини на розтяг вздовж волокон, але найбільший вплив при міцності на стиск вздовж волокон. Загалом характеристики міцності деревини зі збільшенням вологості зменшуються. Зміна температури найменше впливає на міцність на розтяг, а найбільш чутливою до зміни температури є міцність на стиск. Від’ємні температури більше впливають на міцність ніж додатні.

Таблиця 1

Усереднені значення впливу зміни відносної вологості
на механічні характеристики деревини при 20 °С

Характеристика	Відносна зміна характеристики відповідно до деревини із відотною вологістю 12 %, %	
	При 6 %	При 20 %
Модуль пружності вздовж волокон	+9	–13
Модуль пружності поперек волокон	+20	–23
Модуль зсуву	+20	–20
Міцність на згин	+30	–25
Міцність на розтяг вздовж волокон	+8	–15
Міцність на стиск вздовж волокон	+35	–35
Міцність на сколювання	+18	–18
Міцність на розтяг поперек волокон	+12	–20
Міцність на стиск поперек волокон	+30	–30

В праці [5] вивчалася питання знаходження оптимальних методів визначення вмісту вологості деревини для застосування їх в умовах моніторингу. Проаналізовано наступні методи визначення вологості:

- Прямі методи визначення вологості:
 - З використанням сушильної шафи;
 - Метод дистиляції (екстракції).
- Непрямі методи визначення вологості:
 - Метод опору;
 - Діелектричний (ємнісний) метод
 - Метод мікрохвиль;
 - Сорбційний метод;
 - Радіометричний метод;
 - Спектрометричний метод;
 - Метод кольорових індикаторів.

На основі проведеного дослідження встановлено, що метод електричного опору є найдоцільнішим для вимірювання вмісту вологості в деревині. Це

пов'язано з його більшою точністю відносно інших методів та простотою у застосуванні як при одноразовому вимірюванні, так і при використанні його для моніторингу. Також запропоновано вимірювальну систему для моніторингу вмісту вологості в деревині на основі методу опору (рис. 2).

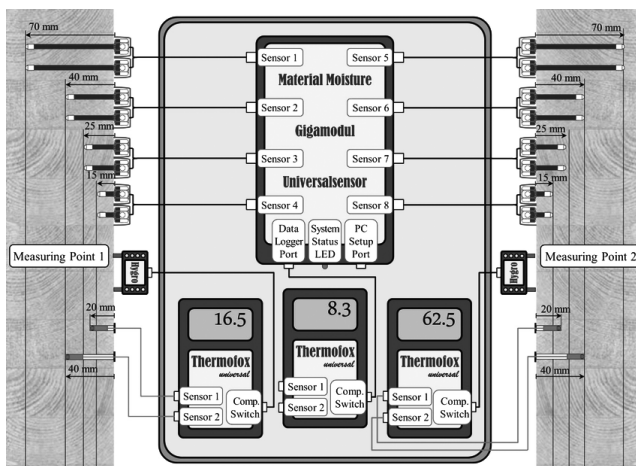


Рис. 2. Схема вимірювальної системи на основі методу опору

Федосенко І. Г. [6] досліджував вплив вологості на міцність при статичному згині зменшених дерев'яних зразків. Метою дослідження було встановлення залежності між міцністю дерев'яних зразків на згин та зміною вологості. Досліди проводились на зразках з відносною вологістю: 0 %, 7,3 %, 12 %, 15 %, 30 %. На основі отриманих результатів, проведених випробувань побудовано графік залежності між міцністю деревини на згині та її вологістю (рис. 3) та виведено рівняння приведення міцності зразка (з відмінною від нормативної (12 %) вологістю) до нормативного значення:

$$\sigma_{12} = [\sigma_w + \beta \cdot (W - 12)] \cdot [1 + \alpha \cdot (W - 12)], \quad (2)$$

де σ_w – гранична міцність при заданій вологості W ; β – коефіцієнт для зразків розміром $7 \times 7 \times 100$ мм рівний 1,424; $\alpha = 0,04$ – коригуючий коефіцієнт.

За результатами експерименту було встановлено, що чим менші розміри взірців тим більш чутлива їх міцність до зміни вологості.

Для визначення міцності нагельного з'єднання, при відносній вологості деревини з'єднуваних елементів відмінної від 12 %, А. Кучерою в магістерській кваліфікаційній роботі "Міцність та деформативність симетричних нагельних з'єднань дерево-дерево на пустотілих циліндричних нагелях з двома площинами зсуву" було запропоновано привести щільність досліджуваних зразків до такої, яка б була у них при 12 % відносній вологості за формулою:

$$\rho_{12} = 1,12 \frac{\rho_k}{1 + \frac{W}{100\%}}, \quad (3)$$

де ρ_k – характеристична густина деревини при її відносній вологості W .

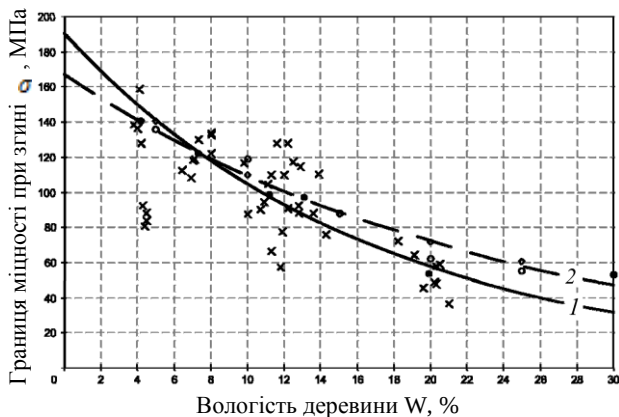
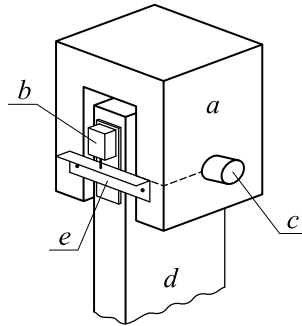


Рис. 3. Залежність міцності при статичному згині від вологості деревини:
1 – апроксимуюча крива, побудована на основі експериментальних даних;
2 – апроксимуюча крива, побудована на основі даних інших дослідників

Програма експериментальних досліджень. Для оцінки впливу відносної вологості деревини на міцність та деформативність нагельних з'єднань слід розглянути роботу цих з'єднань в межах допустимих діаметрів циліндричних нагелів ($6 \text{ мм} < d < 30 \text{ мм}$) п. 8.6 [7] при відносній вологості деревини, починаючи від нормативної вологості (12 %), через межу гігроскопічності (30 %) і аж до значень характерних для свіжозрубаної деревини (80...100 %). Відповідно планується досліджувати симетричні однонагельні з'єднання при відносній вологості деревини 12 %, 18 %, 30 % та 80 % і діаметрі нагеля 12 мм, 20 мм і 28 мм, що відповідає сортаменту арматури А240С [8].

Визначення розмірів дослідних зразків. Згідно ДСТУ [9] випробування нагельних з'єднань на міцність у напрямку волокон може проводитися на розтяг або на стиск дерев'яного зразка, згідно принципової схеми випробувань (рис. 4). Ці варіанти випробувань нагельного з'єднання відрізняються не тільки напрямком дії зусилля, а і розмірами дослідних зразків. Так довжина дослідного зразка для нагеля діаметром 28 мм, при випробуванні на стиск, становитиме 392 мм, а при випробуванні на розтяг – 1232 мм згідно табл. 2 [9]. Для економії матеріалу прийнято рішення проводити випробування нагельного з'єднання за першою схемою (стиск паралельно волокнам).



а – сталевий пристрій; б – датчики визначення деформацій;
с – нагель; d – дослідний зразок; е – планка

Рис. 4. Принципова схема випробувань нагельного з'єднання

Товщина дослідних зразків згідно [9] повинна знаходитися в межах: $1,5d \leq t \leq 4d$. Точніше товщину дослідного зразка отримаємо із умови руйнування з'єднання по дерев'яному елементу (форма *j/l* рис.13.3, [2]). Із виразів міцності для симетричного нагельного з'єднання дерев'яного елемента із тонкими сталевими накладками (форми руйнування *j* та *k* [2]) отримаємо:

$$0,5 \cdot f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d < 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}, \quad (4)$$

де $f_{h,1,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$ – характеристична міцність дерев'яного елемента на вдавлювання нагеля; t_1 – товщина зразка, мм; d – діаметр нагеля; $M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$ – характеристичне значення моменту на межі текучості матеріалу нагеля; ρ_k – характеристична густина деревини; $f_{u,k}$ – міцність на розтяг матеріалу нагеля.

З виразу (3) знаходимо максимально допустиму товщину дослідного зразка для забезпечення форми руйнування *j* [2]):

$$t_1 < 6,222 \cdot \sqrt{\frac{f_{u,k}}{\rho_k} \cdot \frac{d^{1,6}}{1 - 0,01d}}. \quad (5)$$

Необхідна товщина зразків із деревини класу С30 (характеристична густина – $\rho_k = 380 \text{ кг/м}^3$) при діаметрі нагеля 12 мм виготовленого із арматури А240С (характеристична міцність на розтяг матеріалу нагеля – $f_{u,k} = 370 \text{ Н/мм}^2$):

$$t_1 < 6,222 \cdot \sqrt{\frac{f_{u,k}}{\rho_k} \cdot \frac{d^{1,6}}{1 - 0,01d}} = 6,222 \cdot \sqrt{\frac{370}{380} \cdot \frac{12^{1,6}}{1 - 0,01 \cdot 12}} = 47,8 \text{ мм.}$$

Відповідно до сортаменту пиломатеріалів товщину зразків слід прийняти $t_1 = 44 \text{ мм}$, що відповідає вимогам [9] для всіх діаметрів нагель, що планується досліджувати (12 мм, 20 мм, 28 мм):

$$1,5d_{\max} = 42 \text{ мм} \leq t_1 \leq 4d_{\min} = 48 \text{ мм}.$$

Характеристична міцність зразка на розтяг з врахуванням ослаблення в місці встановлення нагеля діаметром 28 мм:

$$N_{t,k} = A_{\text{net}} \cdot f_{t,0,k} = 2464 \times 18 = 44352 \text{ Н} = 44,4 \text{ кН},$$

де: $A_{\text{net}} = (b - d) \cdot t_1 = (84 - 28) \cdot 44 = 2464 \text{ мм}^2$ – площа перерізу;

$b = 84 \text{ мм}$ – ширина зразка (рис. 5 та табл. 2); $f_{t,0,k} = 18 \text{ Н/мм}^2$ –

характеристична міцність деревини класу С30 на розтяг.

Характеристична міцність нагельного з'єднання із тонкими сталевими накладками згідно (8.12) [2]:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,5 \cdot f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}}, \right. \quad (6)$$

для з'єднань на циліндричних нагелях згідно з п. 13.2.2.2 [2] $\frac{F_{ax,Rk}}{4} = 0$):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,5 \cdot 21,812 \cdot 44 \cdot 30}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 748064,45 \cdot 21,812 \cdot 30}} = 14,4 \text{ кН} \right.$$

Отже, міцність на розтяг дерев'яного зразка ослабленого отвором під нагель, є вищою за міцність нагельного з'єднання:

$$N_{t,k} = 44,4 \text{ кН} \geq F_{v,Rk} = 14,4 \text{ кН}$$

Остаточні розміри поперечного перерізу дослідних зразків подані у табл. 2.

Таблиця 2

Розміри дослідних зразків

№ з/п	Діаметр нагеля, мм	Розміри дослідного зразка (див. рис. 5)			
		$a_1, \text{мм}$	$l_1, \text{мм}$	$l_2, \text{мм}$	$t_1, \text{мм}$
1	12	36	84	84	44
2	20	60	140	140	44
3	28	84	196	196	44

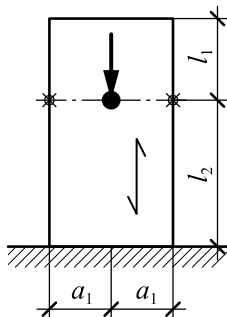


Рис. 5. Розміри дослідних зразків (подано у табл. 2)
із точками розміщення датчиків

Висновки.

1. Попередньо проведені досліді та існуючі нормативні документи не дають відповіді на питання оцінки несучої здатності нагельного з'єднання при конкретних значеннях відносної вологості деревини.
2. Заплановані експериментальні та теоретичні дослідження дадуть змогу більш детально вивчити роботу нагельного з'єднання в умовах різної вологості деревини, а на основі отриманих результатів встановити залежність між значенням характеристичної міцності деревини на вдавлювання нагеля і відотною вологістю цієї деревини.
3. Отримані результати досліджень допоможуть у визначенні залишкової несучої здатності нагельних з'єднань при обстеженні дерев'яних конструкцій, а також дадуть змогу враховувати вплив вологості деревини при проведенні експериментальних досліджень нагельних з'єднань.

1. ДСТУ prEN 384:2001. Лісоматеріали конструкційні. Визначення характеристичних значень механічних властивостей (prEN 384:2000, IDT) 2. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. 3. Miranon, Florian, Fortino, Stefania & Toratti, Tomi. A method to model wood by using ABAQUS finite element software. Part 2. Application to dowel type connections. Espoo 2008. VTT Publications 690. 55 p. + app. 3 p. 4. C. C. Gerhards. Effect of moisture content and temperature on the mechanical properties of wood: an analysis of immediate effects. Wood and fiber, January 1982. V.14(1). pp. 4-36. 5. Methods to determine wood moisture content and their applicability in monitoring concepts / Philipp Dietsch Steffen Franke Bettina Franke Andreas Gamper Stefan Winter // Journal of Civil Structural Health Monitoring Volume 5, Issue 2, April 2015, pp 115–127. 6. Федосенко И. Г. Влияние влажности на прочность при статическом изгибе уменьшенных образцов древесины // Труды БГТУ. Серия 2: Лесная и деревообрабатывающая промышленность. – Минск, 2011. – с. 208-211. 7. EN 1995-1-1:2004 (E) Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. 8. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. 9. ДСТУ EN 383:2003. Конструкції з пиломатеріалу. Методи випробування. Визначення міцності з'єднання і оцінювання основи для шрифтових кріпильних елементів.

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-АНАЛІТИЧНЕ ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТУ
УМОВ РОБОТИ ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ Н80А ІЗ БОЛТОВИМ
ОПОРНИМ АНКЕРУВАННЯМ У МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
ПЛИТАХ**

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-АНАЛИТИЧЕСКОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ
КОЭФФИЦИЕНТА УСЛОВИЙ РАБОТЫ ПРОФИЛИРОВАННОГО
НАСТИЛА Н80А С БОЛТОВОЙ ОПОРНОЙ АНКЕРОВКОЙ В
МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТАХ**

**EXPERIMENTAL-ANALYTICAL DETERMINATION OF STRUCTURE
BEHAVIOR FACTOR OF CORRUGATED STEEL DECKING TYPE N80A
WITH BOLTED BEARING ANCHORING IN MONOLITHIC CONCRETE
SLABS**

Коваль М. П., с. н. с. (Національний транспортний університет, м. Київ)

Коваль М. П., с. н. с. (Национальный транспортный университет, г. Киев)

Koval M. P., Senior Research Fellow (National Transport University, Kyiv)

Приведені результати випробувань монолітних залізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом Н80А із болтовим опорним анкеруванням. Аналітично визначений коефіцієнт умов роботи настилу Н80А з болтовим опорним анкеруванням та зроблений висновок про перспективність даного способу анкерування.

Приведены результаты испытаний монолитных железобетонных плит, армированных стальным профилированным настилом Н80А с болтовой опорной анкерровкой. Аналитически определён коэффициент условий работы настила Н80А с болтовой опорной анкерровкой и сделан вывод о перспективности данного способа анкерровки.

The results of testing of monolithic concrete slabs, reinforced by corrugated steel decking type N80A with bolted bearing anchoring, are shown. Structure behavior factor of a steel decking type N80A with bolted bearing anchoring was analytically determined and conclusion about the prospects of this anchoring method was made.

Ключові слова:

Зовнішнє армування, статичне навантаження, незнімна опалубка, плита проїзної частини моста, сталевий профільований настил.

Внешнее армирование, статическая нагрузка, несъёмная опалубка, плита проезжей части моста, стальной профилированный настил.

Bridge deck slab, corrugated steel decking, external reinforcement, static loading, non-removable formwork.

Вступ. Сталевий профільований настил (СПН) набув широкого застосування у промисловому та цивільному будівництві як незнімна опалубка та робоча арматура монолітних залізобетонних перекриттів [1, 2]; це дозволяє підвищити темпи будівництва, знизити працемісткість та вартість будівельних робіт через відмову від використання інвентарної опалубки та підтримуючих конструкцій (риштувань). Актуальність даного підходу у мостовому будівництві зумовлена тим, що діючі норми [3] регламентують влаштування плити проїзної частини (ППЧ) мостів монолітною; застосування для спорудження ППЧ знімної опалубки із підтримуючими конструкціями у ряді випадків (будівництво мостів над крупними водотоками, глибоким рельєфом, діючими автошляхами та залізницями, особливо електрифікованими) пов'язане із низкою складнощів, уникнути яких дозволяє використання незнімної опалубки (НО) плити проїзної частини [4].

Постановка проблеми. СПН може також застосовуватись як зовнішня робоча арматура плити проїзної частини, проте для цього слід виконати ряд конструктивних вимог по забезпеченню сумісної роботи СПН із бетоном плити. Конструктивна особливість настилу Н80А – наявність прямокутних виштамповок на стінках та нижньому поясі – закладена з метою покращення зчеплення бетону плити з металом настилу по всій довжині контакту, проте цього не достатньо для надійної спільної роботи бетону плити та СПН на всіх стадіях роботи конструкції – без наявності опорного анкерування СПН включати враховувати його у спільній роботі з бетоном плити не рекомендується [5].

В практиці будівництва для фіксації настилу, встановленого на металеві балки, в проектному положенні та його опорного анкерування застосовують приварні анкери типу Nelson [6]: анкери (стрижні з висадженими голівками) приварюються крізь метал настилу до металу балок витягнутою дугою за допомогою зварювального пістолета. Крім переваг – висока швидкість приварювання анкерів, створення надійного комплексного з'єднання "анкер – настил – балка" із майже 100%-ю якістю зварного шва – даному способу характерні певні недоліки: це і висока вартість, потреба в специфічному зварювальному обладнанні та неможливість зі зрозумілих причин застосувати цей спосіб при установці СПН на залізобетонні балки.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. За статистикою, мости із залізобетонними головними балками (здебільшого малих та середніх прогонів) є переважаючими – 91,5% від загальної кількості експлуатовуваних на магістральних та місцевих автомобільних дорогах [7]; ця цифра приблизно корелюється із об'єктами нового будівництва. У зв'язку з цим розробка

ефективного способу фіксації та анкерування настилу у монолітних плитах, влаштованих по залізобетонних балках, є надзвичайно актуальною.

Прикладом теоретичної та практичної проробки даного питання є нестандартні анкери, розроблені в ПолтНТУ ім. Кондратюка [8]: ці анкери виготовляються гнуттям заготовок із листової сталі та вставляються у механічно виконані отвори у опорних зонах СПН, а їх декларованим призначенням є застосування при встановленні СПН на бетонні балки, цегляні стіни, тощо. Натурні випробування дослідних сталезалізобетонних плит із трьома видами нестандартних анкерів довели їх ефективність та надійність ([1], с. 188). Втім, на думку автора даний спосіб є надто специфічним та трудомістким; крім того, в силу конструктивних особливостей анкерів він вирішує лише частину поставленої задачі – забезпечує анкерування СПН в бетоні плити, не забезпечуючи надійного закріплення настилу до опорної поверхні.

В ході аналітично-конструкторських вишукувань автором був запропонований спосіб фіксації СПН, встановленого на залізобетонні балки [9] та способу анкерування СПН, встановленого на залізобетонні балки [10]. У їх основі лежить принцип болтового анкерування, що найпростіше реалізувати за допомогою подовжених болтів з нагвинченими гайками: різьбовий кінець болта входить у метричну різьбу в опорній поверхні, заздалегідь нагвинчена гайка з шайбою зафіксує настил, а вільна частина болта відіграватиме роль вертикального стрижня з голівкою. При цьому даний спосіб можливо застосувати при встановленні СПН як на бетонні балки (із заздалегідь вставленими у висвердлені глухі отвори металевими розпірними дюбелями), так і на металеві балки, у верхніх полицях яких достатньо лише висвердлити отвори з метричною різьбою.

Виділення невирішених раніше частин загальної проблеми. Застосування тих чи інших засобів опорного та прогонового анкерування настилу при його використанні як робочої арматури плит знаходить відображення у аналітичному визначенні несної здатності таких плит. Під час розрахунків за граничними станами (зокрема, міцності нормальних перерізів) розрахунковий опір настилу R_n враховується у формулах із введенням коефіцієнту умов роботи γ_n , значення якого залежить від обраних засобів анкерування настилу. У наукових працях та нормативних документах [1, 2, 5] можливість болтового опорного анкерування СПН не розглядається та, відповідно, для таких випадків не визначений коефіцієнт умов роботи настилу, а він фактично є мірилом включення настилу в спільну роботу з бетоном плити – прямим показником ефективності способу анкерування СПН.

На практиці характеристики сумісної роботи СПН та бетону визначаються емпірично за допомогою випробувань; коефіцієнт умов роботи настилу при застосуванні не досліджуваних раніше анкерних засобів необхідно визначати за результатами стендових випробувань монолітних плит, армованих СПН ([11], додаток В).

Постановка завдання: провести експериментальні дослідження роботи монолітних залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом та

болтовими опорними анкерами при дії статичного навантаження. Мета роботи – аналітично визначити ефективність болтового опорного анкерування СПН за допомогою встановлення коефіцієнту умов роботи настилу за результатами стендових випробувань дослідних зразків.

Основний матеріал і результати. Для виконання поставленого завдання було виготовлено два зразки-близнюки, серія яких отримала шифр "ПНВ"; зразки ПНВ-1 та ПНВ-2 моделюють фрагменти натурних плит проїзної частини (рис. 1). Незнімною опалубкою та робочою арматурою дослідних зразків є сталевий профільований настил Н80А із виштамповками на стінках та нижньому поясі; двогофрові елементи настилу встановлювались кінцями на сталеві пластини $270 \times 100 \times 6$, що імітували верхні полиці головних балок прогонової будови та виконували роль опорних пластин під час випробувань. У кожній пластині висвердлювались два отвори з метричною різьбою М10 з відстанню в осях 170 мм; у опорній зоні нижніх поясів настилу в кожному гофрі були висвердлені по отвору $\varnothing 11$. Настил встановлювався на опорні пластини, після чого у отвори з метричною різьбою на всю товщину пластин вгвинчувались болти М10 (по два в кожному гофрі), оснащені гайками та шайбами, які вигвинчувались униз, міцно притискаючи СПН до опорних пластин. Після цього елементи настилу із опорними пластинами встановлювались у індивідуальну дощату опалубку.

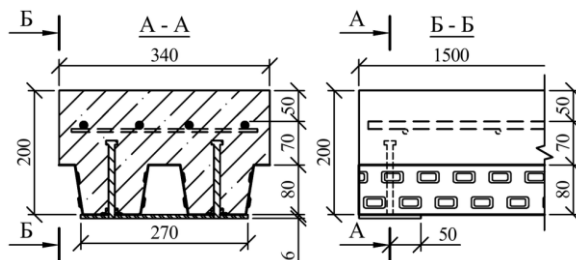


Рис. 1. Перерізи зразка серії ПНВ

Зразки довжиною 1,5 м, висотою 0,2 м та шириною 0,34 м були виготовлені із важкого бетону заводського виготовлення, що ущільнювався при укладці глибинним вібратором; клас міцності бетону за результатами випробувань контрольних зразків відповідає класу В50. В верхній зоні кожного зразка розташована в'язана арматурна сітка $4\varnothing 12A500C-90+80+90/10\varnothing 8A500C-150$ $1,47 \times 0,3$ м із захисним шаром 5 см, що моделює верхню робочу арматуру плити проїзної частини. Стрижнева арматура у нижній зоні зразків відсутня – роль нижньої робочої арматури зразків виконував профільований настил.

Випробування зразків проводилось стендовим способом за схемою чистого згину з робочим прогоном зразків 1,4 м (рис. 2). Покрокове навантаження зразків із кроком +10 кН здійснювалось за допомогою гідравлічного домкрата;

зусилля F , створюване ним, було взяте за основний параметр навантаженості зразків, і контролювалось за допомогою манометра маслостанції та тарованого кільцевого динамометра в складі випробувального стенду. Зусилля від домкрата передавалось на зразки за допомогою системи траверс (відстань в осях передаточних траверс 0,5 м).

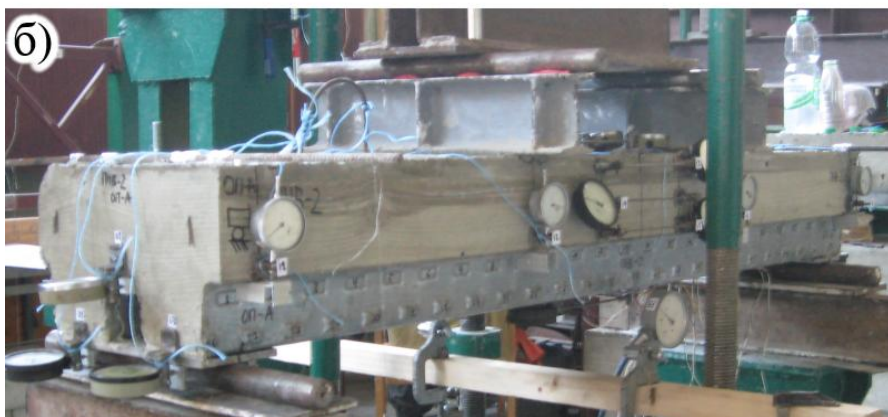
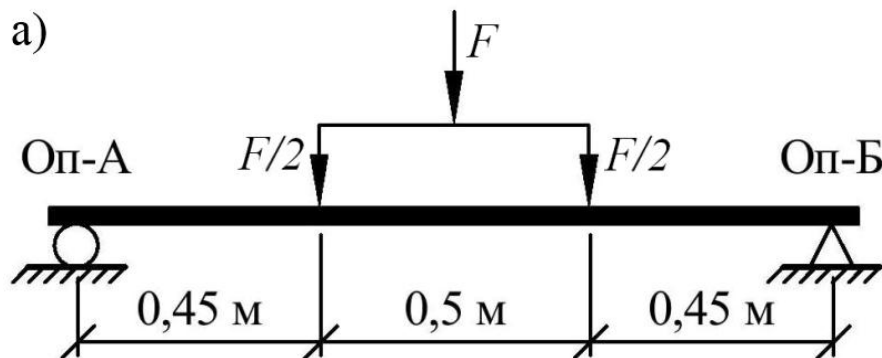


Рис. 2. Статична схема випробування зразків (а)
та загальний вигляд зразка ПНВ-2 у випробувальному стенді (б)

Під час перших привантажень зразків спостерігалось незначне рівномірне зростання прогинів; при досягненні рівнів навантаження 50 кН для зразка ПНВ-1 та 40 кН для ПНВ-2 у зразках розкрились перші вертикальні тріщини в середніх третинах. Розкриття тріщин супроводжувалось тріском бетону, відшаровуванням настилу від бетону зразка, просковзуванням його відносно торців зразків, зменшенням показів кільцевого динамометра та манометра маслостанції через падіння тиску в маслоконтурі через різке збільшення

деформативності: спостерігався різкий приріст прогинів, що після кількох привантажень перевищили значення гранично допустимого прогину $[f] = 1/400 = 3,5$ мм (рис. 3). Усі вертикальні тріщини, що утворювались у досліджуваних зразках, зупинялись в розвитку після доходження до рівня залягання верхньої арматурної сітки, та зі збільшенням навантаження на зразки починали повільний ріст до верхньої грані та розходитися радіально в сторони.

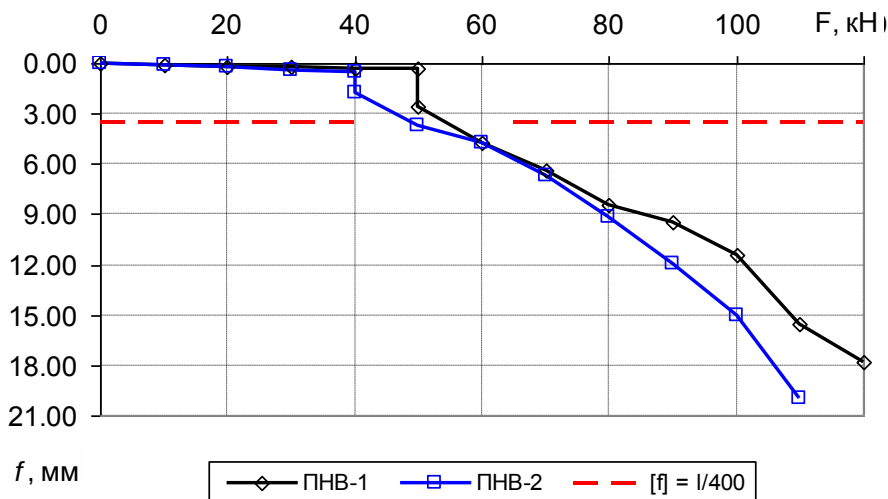


Рис. 3. Графік прогинів зразків ПНВ-1 та ПНВ-2

Руйнування зразків ПНВ-1 та ПНВ-2 – втрата несної здатності – наступило при досягненні рівнів навантаження $[F]_{exp}$ відповідно 125 та 115 кН. Це супроводжувалось різким наростанням прогинів, спершу неможливістю перевищити вказані рівні навантаження, а далі – повільним падінням показів манометра маслостанції та кільцевого динамометра, появою тріщин на верхніх гранях зразків та незначним випучуванням верхніх полиць СПН в зоні розкриття центральних тріщин, руйнуванням стиснутої зони бетону плит: тріщини в полицях зразків перевищили рівень розташування верхніх арматурних каркасів та досягли верхніх граней плит, на поверхні горизонтальних граней плит з'явилися силові тріщини. Характер руйнування зразків є типовим для втрати несної здатності нормального перерізу внаслідок вичерпання міцнісних характеристик бетону стиснутої зони зразків, і є первинним свідченням ефективності досліджуваного типу опорного анкерування настилу як засобу забезпечення сумісної роботи СПН та бетону плит: у випадку недостатньої

міцності опорного анкерування відбулось би руйнування (розрив) настилу в зоні анкерування, що не дозволило би повністю використати міцнісний ресурс нормальних перерізів.

Аналітичне визначення несної здатності нормального перерізу залізобетонної плити зі СПН є перевіркою міцності бетону стиснутої зони плити [12] і ведеться за формулою:

$$[M] = R_b b_f x (h_0 - 0,5 x), \quad (1)$$

де $[M]$ – граничний згинальний момент, що здатний сприйняти переріз; R_b – розрахунковий опір бетону осьовому стиску; b_f – ширина плити перерізу; h_0 – робоча висота перерізу; x – висота стиснутої зони, що визначається з умови граничної рівноваги стиснутого бетону та розтягнутих армуючих елементів у розрахунковому перерізі:

$$R_b b_f x = \gamma_n R_n A_n + R_s A_s, \quad (2)$$

де A_n – площа СПН у розрахунковому перерізі; R_s та A_s – відповідно розрахунковий опір осьовому розтягу та площа розтягнутої стрижневої арматури у розрахунковому перерізі (в подальших розрахунках стрижнева арматура верхньої зони плит враховувалась як розтягнута, оскільки висота стиснутої зони не перевищувала товщини захисного шару бетону). Значення розрахункових характеристик нормального перерізу наведені в табл. 1.

Аналіз несної здатності зразків ПНВ-1 та ПНВ-2 зручно вести по зусиллю F , створюваному гідравлічним домкратом; при прийнятій статичній схемі (рис. 2, а) випробувань зв'язок руйнівного зусилля $[F]$ із граничним згинальним моментом описується виразом:

$$[F] = 2[M] / 0,45 \text{ м} . \quad (3)$$

Таблиця 1

Значення розрахункових характеристик нормального перерізу зразків серії ПНВ

Константа	Значення	Константа	Значення
b_f	340 мм	R_b	25 МПа
h_0	163 мм	R_n	220 МПа
A_n	610 мм ²	R_s	435 МПа
A_s	452,38 мм ²		

Згідно з рекомендаціями низки наукових праць та нормативних документів [1, 2, 5, 11, 12] для профільованого настилу Н80А (з прямокутними виштампівками) та приварним опорним анкеруванням у розрахунках використовується коефіцієнт умов роботи $\gamma_n = 0,5$. Провівши розрахунок за формулами (1) – (3) з допущенням про застосування приварного опорного анкерування, було визначене теоретичне руйнівне зусилля зразків, що становить $[F]_{teor} = 142,7$ кН; це значення на 15,9% вище від $\Sigma[F]_{exp} = 120$ кН – усередненого значення експериментально отриманих зусиль.

Таблиця 2

Порівняння експериментально та аналітично визначених
руйнівних зусиль дослідних зразків

Зразок	$[F]_{exp}$, кН	$[F]_{teor}$, кН при $\gamma_n = 0,5$	Різниця, %	$[F]_{teor}$, кН при $\gamma_n = 0,25$	Різниця, %
ПНВ-1	125	142,7	-12,4	118,7	5,3
ПНВ-2	115		-19,4		-3,1
Усередн.	120		-15,9		1,1

Внаслідок математичного підбору автором було запропоновано значення коефіцієнту умов роботи для профільованого настилу Н80А із болтовим опорним анкеруванням $\gamma_n = 0,25$. З врахуванням у формулах (1) – (2) цього коефіцієнту теоретичне руйнівне зусилля складає $[F]_{teor} = 118,7$ кН, що добре корелюється із експериментально отриманими значеннями (це значення на 1,1% нижче від $\Sigma[F]_{exp} = 120$ кН – усередненого значення експериментально отриманих зусиль). Результати розрахунків зведені у табл. 2.

Висновки та перспективи подальшого розвитку.

За результатами проведених експериментальних досліджень були зроблені такі висновки:

1. При випробуваннях дослідних зразків сталевий профільований настил був включений у спільну роботу з бетоном плит до втрати несної здатності.
2. Була експериментально доведена ефективність болтового опорного анкерування: міцність анкерування виявилась достатньою для повного використання міцнісного ресурсу нормальних перерізів зразків.
3. За результатами випробувань був вперше визначений коефіцієнт умов роботи настилу Н80А з болтовим опорним анкеруванням $\gamma_n = 0,25$; різниця між експериментально та аналітично визначеними (з використанням цього коефіцієнта) несними здатностями не перевищує 5,3%.
4. Визначений за результатами випробувань коефіцієнт умов роботи настилу Н80А з болтовим опорним анкеруванням є вдвічі меншим у порівнянні з коефіцієнтом умов роботи цього настилу з приварним опорним анкеруванням, що свідчить про вдвічі меншу ефективність.

Незважаючи на меншу ефективність болтового опорного анкерування порівняно з приварним, даний спосіб забезпечення спільної роботи СПН та бетону плити є перспективним для ряду випадків, і потребує подальших всебічних досліджень.

1. Стороженко Л. І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці: Монографія / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко. – Полтава: ТОВ "АСМІ", 2008. – 312 с. **2.** Лапенко О. І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою: монографія / Олександр Іванович Лапенко. – Полтава: ТОВ "АСМІ", 2009. – 328 с. **3.** Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – [чинний від 6 травня 2006 р.] – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 359 с. – (Державні будівельні норми України). **4.** Кожушко В. П. Применение профнастила при реконструкции и ремонте малых мостов / В. П. Кожушко, С. Н. Краснов, Е. С. Краснова // Вісн. Дніпропетр. нац. ун-ту залізничного транспорту ім. ак. В. Лазаряна. – Д., 2011. – Вип. 39 – с. 83 – 86. **5.** Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование: СТО 0047-2005 – М., 2005. – IV, 65 с. – (Стандарт организации). **6.** Nelson. Standardkatalog Bolzenschweißen. – Gevelsberg, Nelson Bolzenschweiß-Nechnik GmbH & Co. KG. – 2001. – 35 с. **7.** Експлуатація і реконструкція мостів / [Н. Є. Страхова, В. О. Голубев, П. М. Ковальов та ін.]. – Київ, 2002. – 408 с. **8.** Стороженко Л. І. Особливості роботи монолітних залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу / Л. І. Стороженко, В. І. Козарь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – 1999. – Вип. 3. – С. 260 – 264. **9.** Пат. 81364 Україна, МПК (2013.01) E04C 2/00, E01D 19/00. Спосіб фіксації незнімної опалубки зі сталевго профільованого настилу для монолітної залізобетонної плити, влаштованої по залізобетонних балках, за допомогою розпірних з'єднань / Коваль М. П. (Україна, НТУ) – №u201300888; Заявлено 25.01.2013; Опубл. 25.06.2013, Бюл. №12. – 8 с. **10.** Пат. 85139 Україна, МПК (2013.01) E04C 2/00, E01D 19/00. Спосіб анкерування сталевго профільованого настилу у монолітних залізобетонних плитах, влаштованих по залізобетонних балках, за допомогою розпірних та зварних з'єднань / Коваль М. П. (Україна, НТУ) – №u201306234; Заявлено 20.05.2013; Опубл. 11.11.2013, Бюл. №21. – 7 с. **11.** Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования: СП XX.13330.20XX (проект, первая редакция) – М.: Министерство строительства и ЖКХ РФ, 201X. – 127 с. – (Свод правил). **12.** Методичні рекомендації з розрахунку плит проїзної частини мостів із сталевим профільованим настилом : МР В.2.2-02070915-831:2013. – Київ, 2013. – 95 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОГИНІВ ПЛИТ, ОПЕРТИХ ПО КОНТУРУ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОГИБОВ ПЛИТ, ОПЕРТЫХ ПО КОНТУРУ

RESEARCH DEFLECTIONS OF SLABS SUPPORTED ON A CONTOUR

Сморкалов Д.В., к.т.н., доцент (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Сморкалов Д.В., к.т.н., доцент (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Smorkalov D.V., candidate of technical sciences, docent (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Виконано розрахунок і співставлення прогинів плит, отриманих за допомогою ПК Лира-Сапр з результатами експериментальних досліджень.

Выполнен расчет и сопоставление прогибов плит, полученных с помощью ПК Лира-Сапр с результатами экспериментальных исследований.

The calculation and comparison of the stiffness deflection of slabs based on Lira-Saprr (software package) with experimental results.

Ключові слова:

Сталефібробетон, жорсткість, прогин, плита.

Сталефібробетон, жесткость, прогиб, плита.

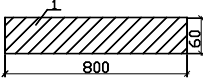
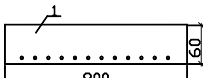
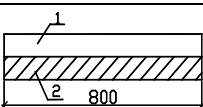
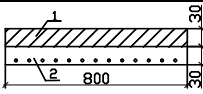
Steel fiber concrete, stiffness, deflection, slab.

Стан питання та мета досліджень. Для порівняння деформаційних властивостей випробувані одношарові (серія I і II) і двошарові плити (серії III і IV), шари сталефібробетону розташовані у двох варіантах: знизу (у розтягнутій зоні) та зверху (у стиснутій зоні) (табл. 1) [1]. З метою виявлення ступеню сумісності роботи шаруватих плит випробувані одношарові плити серій I і II – сталефібробетонні та залізобетонні. Сталефібробетон не має додаткової стержневої арматури, оскільки попередні дослідження різних авторів свідчать про неефективність такого армування.

Для армування залізобетонних плит прийнятий холоднотягнутий арматурний дріт класу Вр-I діаметром 4 мм. Арматурні стержні в серіях II і IV розташовані у розтягнутій зоні із захисним шаром бетону товщиною 10 мм.

Таблиця 1

Об'єм та зміст експериментальних досліджень [1]

Серія	Марка плити	Переріз	Склад	Мета випробувань
I	ПФ-1		1-сталефібробетон	Короткочасне навантаження одношарових плит
	ПФ-2			
II	ПЗ-1		1-залізобетон	
	ПЗ-2			
III	ПБФ-1		1-бетон; 2-сталефібробетон	Короткочасне навантаження двошарових плит
	ПБФ-2			
IV	ПЗФ-1		1-сталефібробетон; 2-залізобетон	
	ПЗФ-2			

При випробуванні поперечним навантаженням як одношарових, так і двошарових плит використовували одну розрахункову схему: плита шарнірно оперта по контуру і навантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

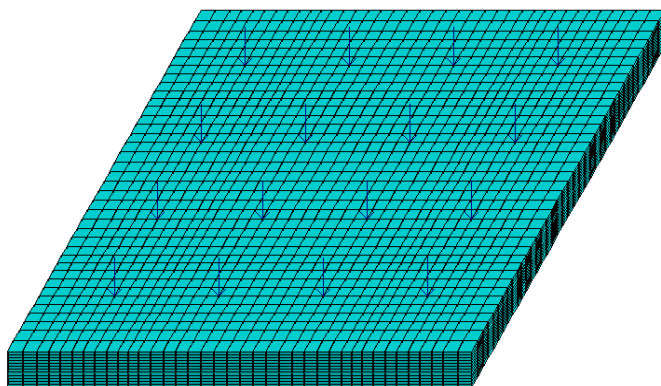
Розрахунки на ЕОМ виконували за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР [2]. У основу ПК ЛІРА покладений розрахунок елементів та конструкцій методом скінченних елементів.

Розрахункову модель плити (рис. 1) прийнято із об'ємних скінченних елементів (тип СЕ-36). Виходячи із геометричних і фізичних характеристик дослідних зразків, в плані плита розділена на 1444 скінченних елементів, по товщині плита складена з 12 шарів товщиною 5 мм. В результаті моделювання отримали 19773 вузлів і 17328 елементів. Навантаження прикладене у вигляді 16 зосереджених сил. Схема навантажень і опор прийнята згідно зі схемою наведеною у роботі [1].

Скінченний елемент СЕ-36 – універсальний просторовий вісьмивузловий ізопараметричний скінченний елемент, призначений для розрахунку просторових конструкцій. На рис. 2 представлено його схематичне зображення. Кожен із вузлів СЕ має три ступеня свободи U , V , W визначених відносно осей загальної системи координат X , Y , Z і являють собою лінійні переміщення відносно осей, додатній напрямок якого співпадають з напрямком осей координат.

Прийнята розрахункова схема дозволяє змінювати жорсткість матеріалів як для одношарових, так і для двошарових плит.

a)



б)

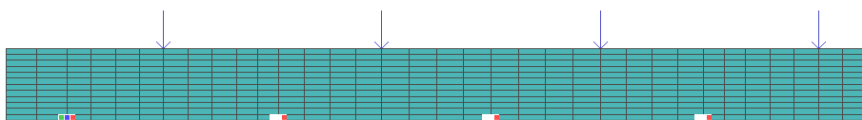


Рис. 1. Розрахункова схема плити в ПК ЛІРА-САПР:
a – загальний вигляд; *б* – вид збоку

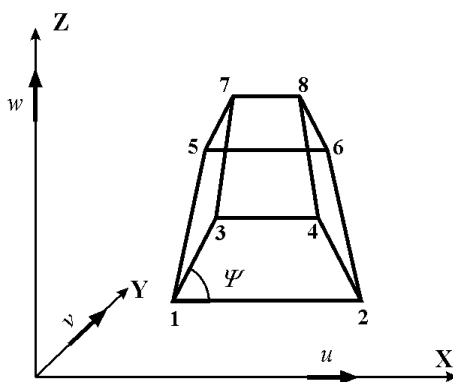


Рис. 2. Схематичне зображення скінченного елемента СЕ-36

Розрахунок плит виконували в лінійній постановці для навантажень, які відповідали крокам навантаження при випробування. Для урахування нелінійних фізико-механічних властивостей матеріалу брали до уваги шляхом змінення значення модуля пружності понижувальними коефіцієнтами.

Початкові значення модуля пружності бетону, сталевібробетону приймали за експериментальними даними $E_c=22,5 \cdot 10^3$ МПа, $E_{cf}=23,8 \cdot 10^3$ МПа. Зважаючи на незначний відсоток армування ($\mu_s=0,39\%$), арматуру до уваги не приймали.

Постає питання, як змінюється і від чого залежить жорсткість плит з початку і до руйнування. Очевидно, основну роль в змінненні жорсткості плит відіграють зниження початкового модуля пружності бетону за рахунок збільшення пластичних деформацій та утворення і прогресуюче розширення тріщин.

Правила [4] рекомендують нелінійну роботу конструкцій при визначенні модуля деформацій бетону урахувати введенням понижувальних коефіцієнтів: 0,3 – при відсутності тріщин і 0,2 – при наявності тріщин (рис. 3,а).

У зв'язку з порушенням суцільності за рахунок утворення і розвитку нормальних тріщин зниження жорсткості плит урахували висотою тріщин у розтягнутій зоні на певному етапі навантаження (рис. 3, 5, 6). Висоту тріщини h_{cr} відраховували від крайнього розтягнутого волокна. Шари плити, покриті тріщинами, приймали у розрахунку нульової жорсткості.

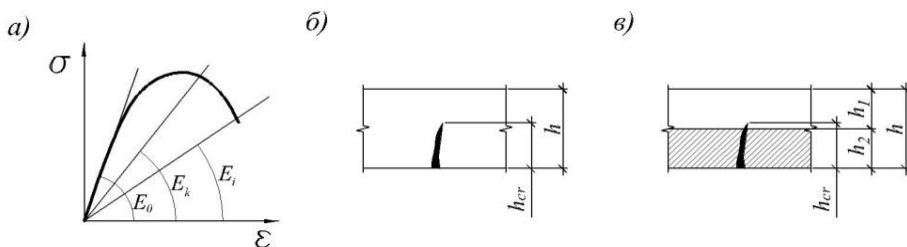


Рис. 3. До визначення параметрів (E_b, h_{cr}) для розрахунку плит :
а– величина модуля деформацій; б, в – висота тріщин
одношарових(б) і двошарових (в) плит

Дослідами [1] встановлено, що роботу залізобетонних плит умовно можна поділити на п'ять ділянок в залежності від інтенсивності навантаження (рис.4): деформування без тріщин при наявності пластичних деформацій (ділянка I), початок тріщиноутворення (ділянка II), формування стійкої системи тріщин (ділянка III – IV), граничної ширини розкриття тріщин (ділянка V).

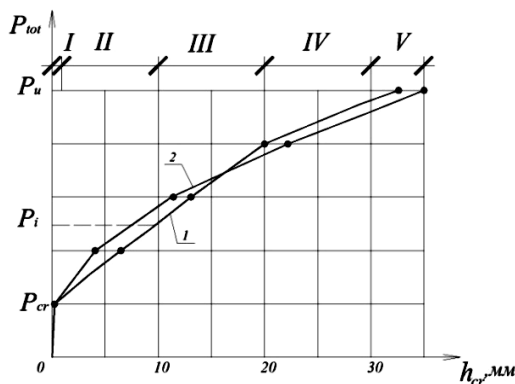


Рис. 4. Розрахункові ділянки нелінійної роботи плит :
1 – дослідна крива; 2 – розрахункова крива

Результати досліджень. Проаналізувавши результати вимірювання деформацій бетону та глибини проникнення нормальних тріщин, склали таблицю 2 розрахункових параметрів обчислення прогинів плит на кожній ділянці деформування.

Таблиця 2

Параметри до розрахунку жорсткості одношарових і двошарових плит

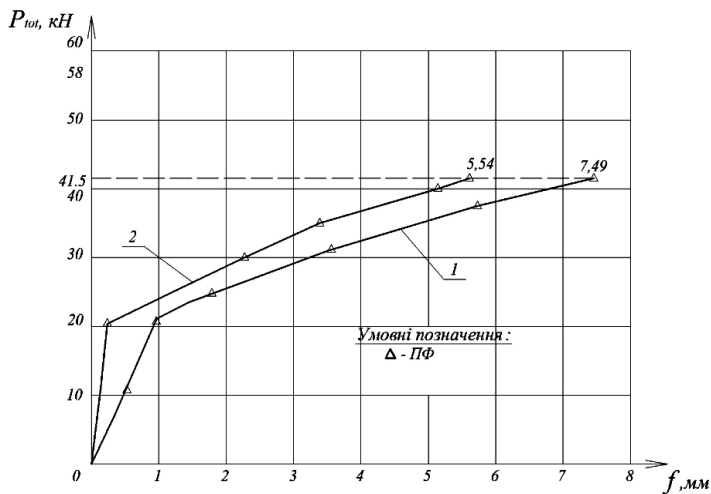
Найменування виробу		Початковий модуль пружності $E_{co} \cdot 10^3$, МПа	$kE_{co} \cdot 10^3$ МПа		$h-h_{cr}$, мм				
			Розрахункові ділянки роботи плит						
			I	II-V	I	II	III	IV	V
Важкий бетон		22,5	6,75	4,50	-	-	-	-	-
Сталефібробетон		23,8	7,14	4,76	-	-	-	-	-
Марки дослідних плит (див. табл. 1)	ПФ	-	-	-	60	35	30	25	-
	ПЗ	-	-	-	60	45	40	35	30
	ПБФ	-	-	-	30/30	30/5	30/0	25/0	25/0
	ПЗФ	-	-	-	30/30	30/15	30/15	30/5	30/0

Примітки: 1. Умовні позначення: E_{co} – початковий модуль пружності бетону або сталефібробетону; k – коефіцієнт, який залежить від наявності тріщин: $k=0,3$ – до утворення тріщин (перша ділянка – I, рис. 3); $k=0,3$ – після тріщиноутворення (решта ділянок, рис. 3).

2. У чисельнику – залишки верхнього шару двошарових плит після утворення тріщин; у знаменнику – залишки нижнього шару двошарових плит після утворення тріщин

Результати експериментальних досліджень та розрахунку одношарових і двошарових плит в ПК ЛІРА-САПР наведені на рис. 5 і 6.

а)



б)

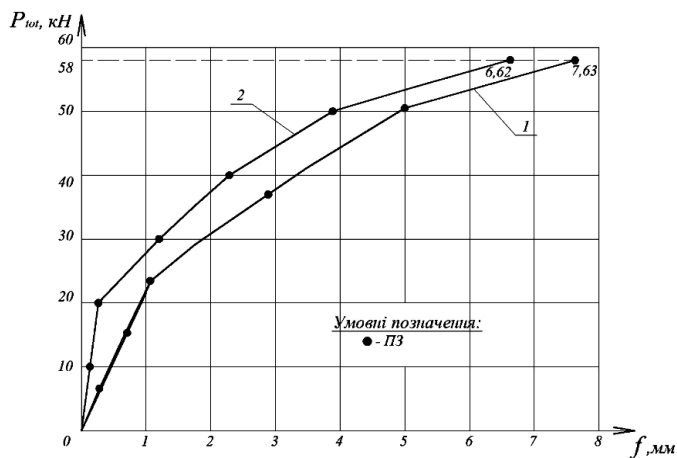
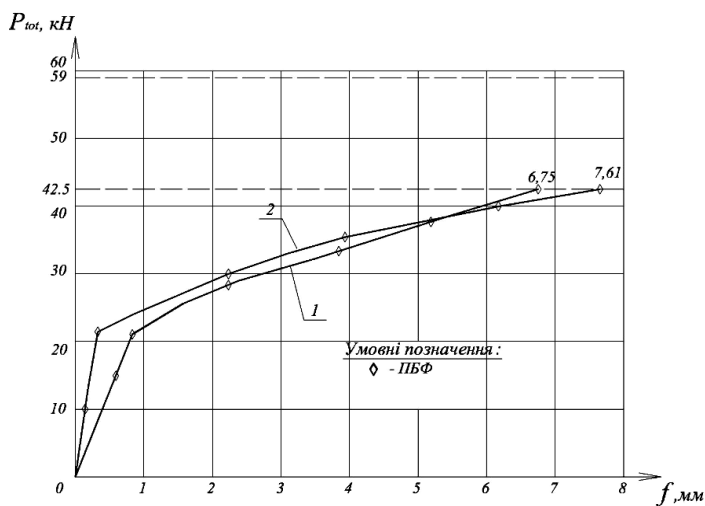


Рис. 5. Результати розрахунку прогинів одношарових плит серії І марки ПФ (а) і плит серії ІІ марки ПЗ (б): 1- експериментальні; 2-розрахункові в ПК ЛІРА-САПР

При розрахунку двошарових плит, для кожного шару плити приймали відповідний модуль пружності матеріалу. Значення понижувальних коефіцієнтів

і елементів нульової жорсткості приймали аналогічно до розрахунку одношарових плит.

а)



б)

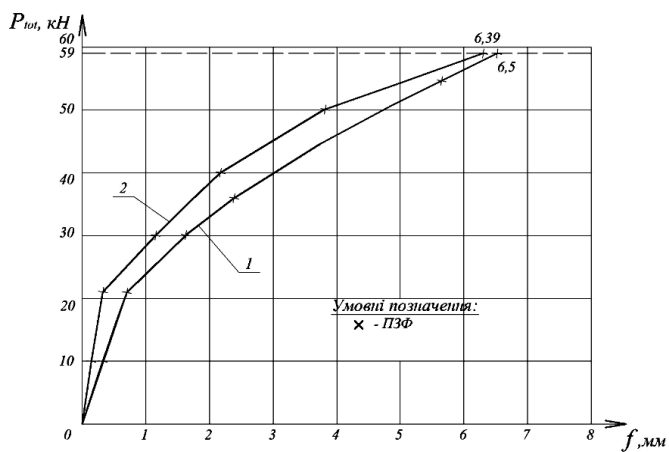


Рис. 6. Результати розрахунку прогинів двошарових плит серії III марки ПБФ (а) і плит серії IV марки ПЗФ (б): 1- експериментальні; 2- розрахункові в ПК ЛІРА-САПР

Обчислення свідчать, що розрахунок прогинів за умов виконання рекомендацій [4] Російських норм за умов врахування висоти тріщин порівняно з експериментальними даними, інколи розбіжність отримано в межах 10...30%, що вказує на недостатню точність завдання параметрів пластичності та тріщиноутворення.

До речі, розрахункові похибки прогинів двошарових плит значно менші, ніж одношарових, що свідчить про більшу точність в оцінюванні згаданих параметрів жорсткості плит.

Висновки:

Розрахунок на ЕОМ за допомогою програмного комплексу ЛИРА надають широкі можливості з комп'ютерних технологій розрахунку для визначення жорсткості (прогинів) як одношарових, так і шаруватих плит. Отримані окремі результати розрахунків свідчать про недостатню точність у порівнянні з дослідними даними і потребують уточнення початкових (вхідних) даних, шляхом вдосконалення врахування нелінійної роботи конструкції. Введення понижуючих усереднених коефіцієнтів інколи не відповідає реальним умовам деформування плит. Крім того, викликає сумніви щодо правильності визначення глибини розповсюдження тріщин по висоті плити, від чого суттєво залежить її фактична жорсткість.

1. Барашиков А.Я. Експериментальні дослідження двошарових плит / Барашиков А.Я., Журавський О.Д., Сморгалов Д.В.// Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. Зб. наук. праць. у 2-х книгах, книга 1. – К: ДНДІБК., 2003. – Вип. 59. – С.109-114. 2. Лантух-Лященко А.И. ЛИРА. Програмный комплекс для расчета и проектирования: Учебное пособие. – К. – М.: 2001. – 312 с. 3. ДБН В.2.6–98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 4. СП 52-103-2007. Свод правил по проектированию и строительству. Железобетонные монолитные конструкции зданий. – М. 2007 – 18с.

УДК 624.012.26

**ВЕЛИЧИНА ВМІСТУ АРМАТУРИ У БЕТОНІ МОНОЛІТНИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

**ВЕЛИЧИНА СОДЕРЖАНИЯ АРМАТУРЫ В БЕТОНЕ МОНОЛИТНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

**VALUE OF REINFORCEMENT IN CONCRETE MONOLITHIC
STRUCTURES**

Скорук Л.М. к.т.н., доц. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Скорук Л.Н. к.т.н., доц. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Skoruk L.M., candidate of technical sciences, docent (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Проведений аналіз та наведені величини вмісту арматури у бетоні монолітних конструкцій в залежності від різних вихідних даних.

Произведен анализ и приведены величины содержания арматуры в бетоне монолитных конструкций в зависимости от разных исходных данных.

The analysis shows the values and content of reinforcement in concrete monolithic structures depending on different source data.

Ключові слова:

Арматура, бетон, вміст арматури у бетоні.

Арматура, бетон, содержание арматуры в бетоне.

Reinforcement, concrete, reinforcement in concrete content.

У теперішній час монолітний залізобетон набув великого розповсюдження та застосування (довільна форма виробів, вільність планувальних рішень тощо) у порівнянні із збірним залізобетоном (обмежена номенклатура збірних виробів та проліт). В той же час збірні вироби пройшли апробацію часом стосовно надійності та довговічності і їх армування є оптимальним з точки зору «матеріал-вартість конструкції». У монолітних же конструкціях величина арматури у більшості випадків є змінною та залежить від багатьох вихідних факторів (геологія, тип фундаменту, навантаження, геометрія будівлі та ін.).



Це потрібно розуміти при проектуванні монолітних конструкцій та не йти на поводу у різних провідисвітів (далеких від інженерної справи), які хочуть в першу чергу оптимізувати свої фінансові витрати.

Як відомо, щоб забезпечити необхідну міцність і стійкість будівлі або споруди, необхідно провести відповідні розрахунки та підібрати необхідну кількість арматури для сприйняття діючих навантажень. При цьому у конструкціях повинні бути дотримані вимоги як 1-ої групи (міцність, стійкість) так і 2-й групи (прогини, ширина розкриття тріщин) граничних станів.

В практиці проектування сформувався певний умовний параметр по якому можна оцінити витрати металу у конструкції – вміст арматури у бетоні (як правило, беруть вагу всієї арматури у конструкції – поздовжньої і поперечної – та ділять на об'єм її бетону – кг/м^3).

При цьому у діючих будівельних нормах [1-3] такий параметр геть відсутній і він ніяким чином не регламентується. В зазначених нормативах зазначається лише дотримання у перерізі конструкції наявності мінімального відсотка арматури від площі бетону ($\min 0,05 - 0,25 \%$) та опосередковано рекомендований оптимальний відсоток армування у конструкціях на рівні приблизно 3 % (знову ж таки, відгук оптимізації для збірних конструкцій).

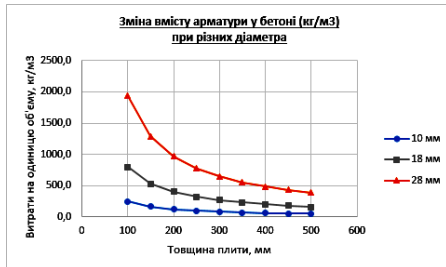
У якійсь мірі величину вмісту арматури у конструкціях можна зустріти у деяких кошторисних нормативах [4, 5]. Там величина арматури у бетоні знаходиться в межах $190-200 \text{ кг/м}^3$ (знову ж таки без прив'язки до різних мінливих вихідних даних).

Для оцінки величини вмісту арматури у бетоні монолітних конструкцій проведемо невеликий чисельний експеримент. Візьмемо для прикладу фрагмент плити розмірами у плані $1,0 \times 1,0 \text{ м}$ з двома арматурними сітками біля кожної грані, що мають крок стержнів $100 \times 100 \text{ мм}$ та прослідкуємо зміну вмісту арматури у бетоні в залежності від зміни деяких вихідних параметрів – товщини плити та діаметру арматури (рис. 1).

Як видно з наведених вище даних, навіть при «ідеальних умовах» проектування (відсутність поперечної арматури, додаткового армування, різних елементів локального підсилення тощо) величина вмісту арматури, наприклад, для елемента товщиною 200 мм з розміщеною у ньому арматурою із двох сіток діаметром 10 мм складає $123,2 \text{ кг/м}^3$. При наявності ж різних додаткових факторів сумарний вміст арматури у бетоні буде різко зростати.

а)

Товщина плити, мм	Вміст арматури у бетоні (кг/м³) при різних діаметрах арматури		
	10 мм	18 мм	28 мм
100	246,5	799,1	1933,6
150	164,3	532,8	1289,1
200	123,2	399,6	966,8
250	98,6	319,7	773,4
300	82,2	266,4	644,5
350	70,4	228,3	552,5
400	61,6	199,8	483,4
450	54,8	177,6	429,7
500	49,3	159,8	386,7



б)

Діаметр ар-ри, мм	Вміст арматури у бетоні (кг/м³) при різних товщинах плит		
	100 мм	300 мм	500 мм
10	246,5	82,2	49,3
12	355,1	118,4	71,0
14	483,2	161,1	96,6
16	631,5	210,5	126,3
18	799,1	266,4	159,8
20	986,6	328,9	197,3
22	1193,5	397,8	238,7
25	1541,4	513,8	308,3
28	1933,6	644,5	386,7

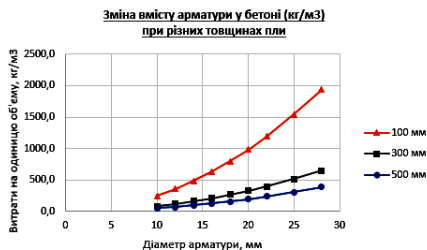


Рис. 1. Вміст арматури у бетоні (кг/м³) для монолітного фрагменту 1 м² при різних вихідних даних

Фактори, які впливають на витрати бетону і арматури у конструкціях і будівлях наведено у табл. 1.

Таблиця 1

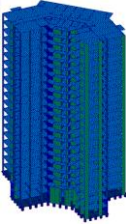
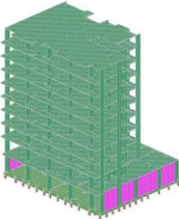
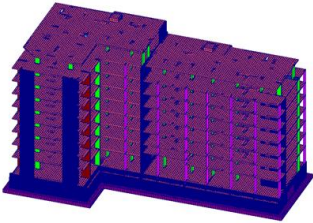
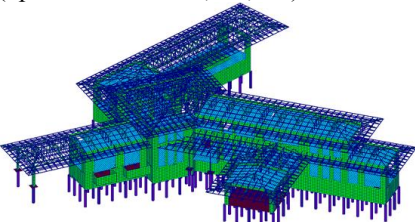
Фактори, які впливають на витрати бетону і арматури

Фактор	Наслідок
Інженерно-геологічні умови на майданчику	Тип фундаменту (пальовий, плитний, стрічковий)
Крок сітки несучих вертикальних елементів	Проліт плит, їх товщина (жорсткість)
Розміри перерізу колон/пілонів	Питома вага арматури у бетоні
Клас бетону і арматури	Витрати арматури у перерізі

Покажемо далі на різних типах реальних будівель і споруд на скільки мінливою може бути величина вмісту арматури у бетоні і як вона залежить від різних вихідних даних – типу фундаменту, кроку несучих вертикальних елементів, товщини елементів, поверховості будівлі, величини навантаження тощо (табл. 2).

Таблиця 2

Вміст арматури у бетоні для різних типів будівель

Тип будівлі	Елемент будівлі	Витрати, кг/м ³
а) 22-ти поверхова будівля на палях (крок колон/пілонів 6,0 м) 	Палі	64
	Фундаментна плита	392
	Верг. несучі ел-ти	263
	Плити перекриття	193
	Всього по будівлі:	212
б) 10-ти поверхова будівля на палях (крок пілонів 3,4-3,6 м) 	Палі	70
	Фундаментна плита	223
	Верг. несучі ел-ти	148
	Плити перекриття	129
	Всього по будівлі:	148
в) 9-ти, 8-ми поверхова будівля на плиті (крок пілонів 4,5-4,8 м) 	Фундаментна плита	238
	Верг. несучі ел-ти	126
	Плити перекриття	150
	Всього по будівлі:	175
г) 2-х поверхова будівля на палях (крок колон/стін 4,5-8,0 м) 	Палі	83
	Фундаментна плита	179
	Верг. несучі ел-ти	118
	Плити перекриття	170
	Всього по будівлі:	147

Більш точно вміст арматури у бетоні можна визначити за формулою:

$$C_a = \sum_{i=1}^{i=n} C_e \frac{\gamma_e}{100},$$

де C_a – вміст арматури у бетоні для всієї будівлі, кг/м³;

C_e – вміст арматури у бетоні для окремих конструктивних елементів (наприклад, фундаментна плита, плити перекриття и т.д.), кг/м³;

γ_e – питома вага бетону окремих конструктивних елементів у загальному об'ємі бетону будівлі, %;

n – загальна кількість конструктивних елементів будівлі.

Висновки:

1. Все зазначене вище дає підставу стверджувати, що вміст арматури у бетоні (кг/м³) для монолітних конструкцій не є величиною сталою і у великій мірі залежить від мінливих вихідних даних – типу фундаменту, кроку несучих вертикальних елементів, товщини елементів, поверховості будівлі, величини навантаження та багато інших факторів.
2. Величина вмісту арматури у бетоні конструкцій є суто індивідуальною характеристикою кожної конкретної конструкції та повинна базуватись і бути наслідком відповідних міцнісних розрахунків, а також відповідати конструктивним вимогам, які пред'являються до даного типу конструкції.

1. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. 2. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. МІНРЕГІОНБУД УКРАЇНИ. К:2011 р. 3. EN 1992-1-1-2004: Eurocode 2: Design of concrete structures.-Part 1-1: General rules and rules for buildings. 4. ГЭСН 81-02-06-2001. 5. ФЕР 06-01-001-17.

**РОЗРАХУНКОВО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОЗПОДІЛУ
ТЕМПЕРАТУРИ В ПЕРЕРІЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ
СХІДЧАСТИХ СКЛАДОК**

**SETTLEMENT AND THEORETICAL STUDIES OF THE TEMPERATURE
DISTRIBUTION IN THE CROSS SECTION OF CONCRETE STAIRCASE
FOLDS**

**Колякова В.М., к.т.н., доц., Божинський М.О., асп. (Київський
національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)**

**Koliakova V., candidate of technical sciences, associate professor,
Bozhynskyi M., postgraduate (Kiev national university of Construction and
Architecture, Kyiv)**

В статті наведено розрахунок залізобетонної конструкції за допомогою програмного комплексу ANSYS 16.0, з визначенням температурного розподілу по перерізу елемента. Проведено порівняльний аналіз даних прогріву перерізу, отриманих при натурних випробуваннях збірних залізобетонних конструкцій складного перерізу з даними отриманими при моделюванні

In this article the calculation of a reinforced concrete structures by means of the software package “ANSYS 16.0” with determination of temperature distribution on composite section is given. The comparative data analysis of the section forewarm, taken at field testing of the precast reinforced concrete structures composite section with data analysis of modeling

Ключові слова: розподіл температури, ANSYS, температурна задача
Keywords: temperature distribution, ANSYS, temperature task

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 [3].

Метою даної роботи є порівняльний аналіз даних прогріву перерізу, отриманих при натурних випробуваннях збірних залізобетонних східчастих складок [4], з теплотехнічними розрахунками виконаними за допомогою програмного комплексу ANSYS 16.0.

Для випробування було виготовлено два зразки збірних залізобетонних конструкцій східчастих складок.

Характеристики зразків для випробування наведені у табл.1 [4].

Таблиця 1

Характеристики зразків для випробування

Характеристики зразків	Зразки	
	Зразок №1	Зразок №2
Довжина	L1=6114 мм	L1=6347мм
Ширина	1780 мм	
Товщина	150 мм	
Вид бетону	Важкий	
Клас бетону за міцністю	B45	
Клас бетону за морозостійкістю	F150	
Клас бетону за водонепроникністю	W8	
Щільність бетону	$\rho=2450 \text{ кг/м}^3$	
Відпускна міцність бетону	58 МПа	
Вологість зразків	5,2%	

Розташування зразків на печі та схема навантаження зразків наведені на рис.1, [4].

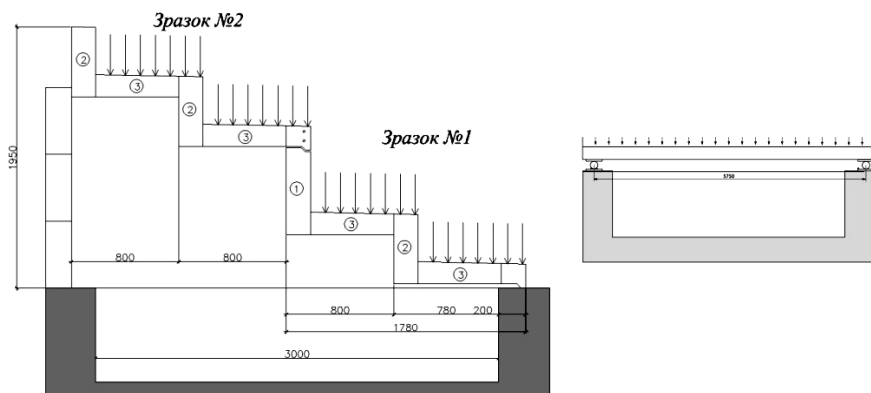


Рис. 1. Схема розташування та навантаження зразків на печі [4]

При проведенні натурних випробувань встановлювали термопари у печі, та на обігрівній та не обігрівній поверхнях зразка, а також на стержні робочої арматури, схема розташування термопар по тілу зразків наведена на рис.2, [4].
 Місця розміщення термопар описані у табл. 2 [4].

Таблиця 2

Місця розміщення термопар

Номер термопари	Місце встановлення
T1-T6	У внутрішньому просторі печі
T7-T11	Необігрівальна поверхня зразка №2
T13	Робоча арматура зразка №1
T14	Робоча арматура зразка №2
T15-T19	Необігрівальна поверхня зразка №1

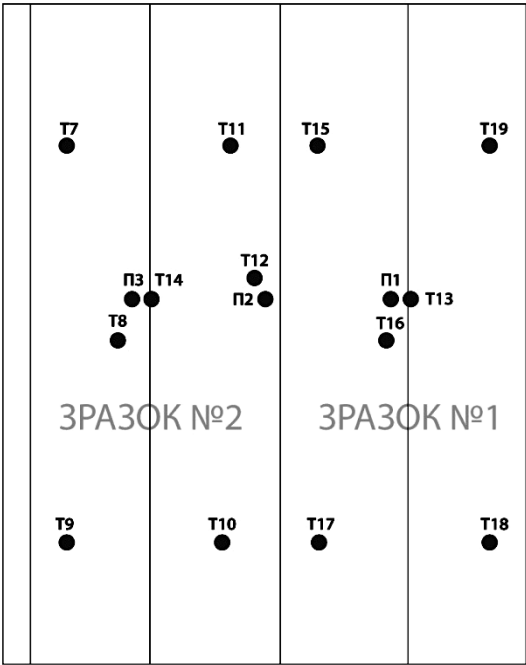


Рис.2. Схема розташування термопар на зразках [4]

Порівняльний графік зміни середньої температури в печі з графіком стандартної кривої пожежі наведено на рис. 3.

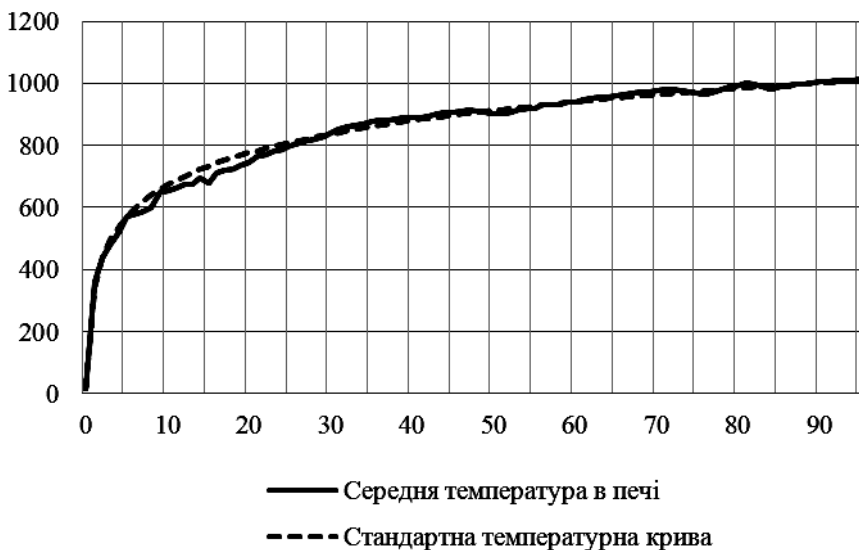


Рис. 3. Порівняльний графік зміни середньої температури в печі з графіком стандартної кривої пожежі

Для моделювання задачі розподілу температури в перерізі залізобетонних східчастих складок у програмному комплексі ANSYS 16.0, необхідно визначити вихідні данні:

- 1) Залізобетонні східчасті складки (рис.4).

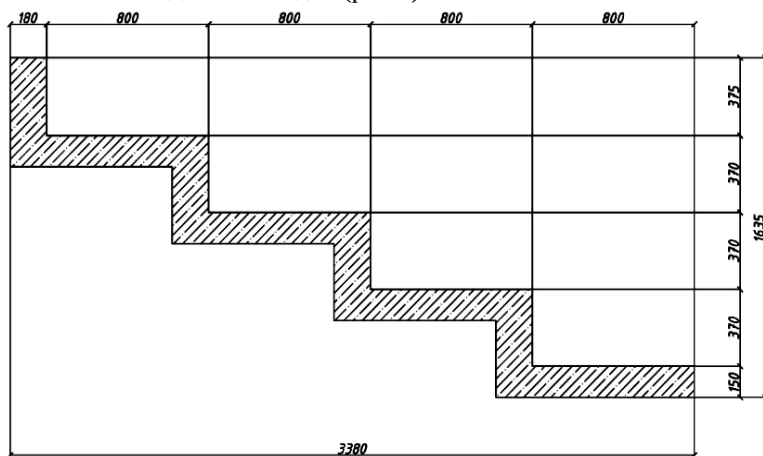


Рис. 4. Геометричні розміри моделі східчастих складок

- 2) Значення теплопровідності залізобетонних конструкцій залежно від прикладеної температури, визначають за формулою 1, згідно з [5].

$$\lambda_c = 2 - 0,245 \left(\frac{\Theta}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\Theta}{100} \right)^2 \quad (1)$$

де Θ – температура бетону в $^{\circ}\text{C}$.

- 3) Значення теплоємності (Дж/(кг· $^{\circ}\text{C}$)) залізобетонних конструкцій залежно від прикладеної температури, визначають за формулами 2, 3, 4, 5 згідно з [5].

$$C_p(\Theta) = 900 \text{ для } 20^{\circ}\text{C} \leq \Theta \leq 100^{\circ}\text{C} \quad (2)$$

$$C_p(\Theta) = 900 + (\Theta - 100) \text{ для } 100^{\circ}\text{C} \leq \Theta \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (3)$$

$$C_p(\Theta) = \left(1000 + \frac{\Theta - 200}{2} \right) \text{ для } 200^{\circ}\text{C} \leq \Theta \leq 400^{\circ}\text{C} \quad (4)$$

$$C_p(\Theta) = 1100 \text{ для } 400^{\circ}\text{C} \leq \Theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (5)$$

- 4) Густина бетону $\rho = 2300$ (кг/м³).
- 5) Значення коефіцієнту чорноти поверхні, приймаємо згідно з [5] додатку А. Для бетону приймаємо значення 0,7.
- 6) Рівняння стандартної температурної кривої наведено в [5]

$$t = t_0 + 345 \lg(8\tau + 1) \quad (6)$$

де t - температура пожежі, $^{\circ}\text{C}$; t_0 - початкова температура пожежі, $^{\circ}\text{C}$; τ - час пожежі, хв.

Створення скінченно-елементної моделі залізобетонних східчастих складок за прийнятими розмірами (рис. 5). У властивостях елементів задають всі необхідні вихідні дані (густина бетону, теплопровідність, теплоємність, тощо).

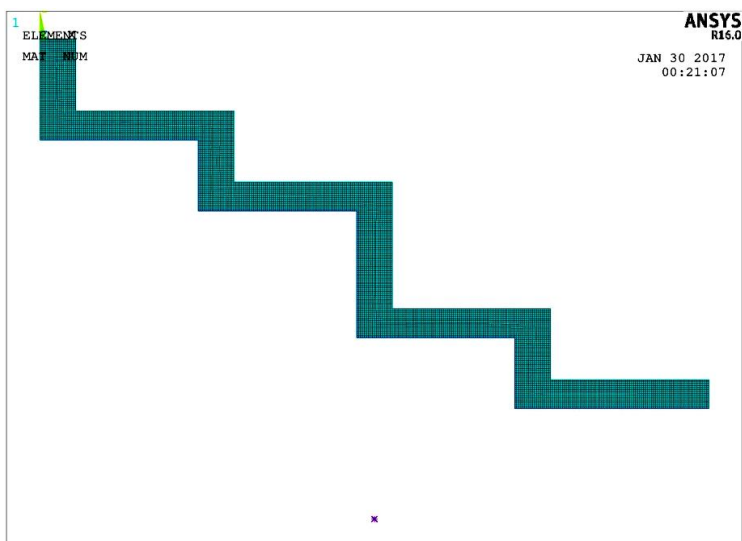


Рис. 5. Скінченно-елементна модель конструкції східчастих складок

Температурне навантаження до скінченно-елементної моделі східчастих складок прикладаємо виходячи з рівняння (6).

Після виконання розрахунків, з використанням необхідних параметрів, отримуємо розподіл температури по перерізу конструкції. Результати розрахунків температурних полів, для тривалості пожежі в 10, 30, 60 та 95 хв. наведені на рис. 6-9.

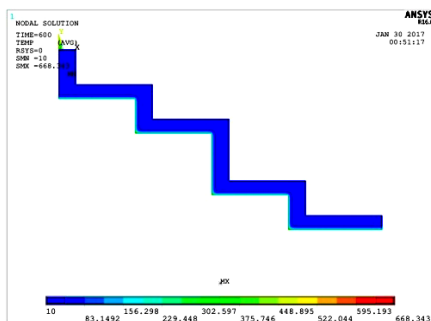


Рис. 6. Розподіл температури по перерізу конструкції при тривалості пожежі в 10 хв.

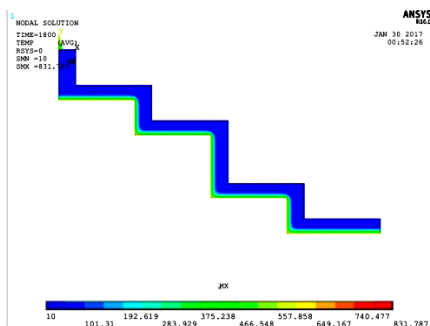


Рис. 7. Розподіл температури по перерізу конструкції при тривалості пожежі в 30 хв.

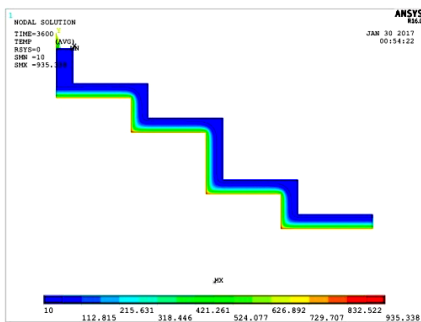


Рис. 8. Розподіл температури по перерізу конструкції при тривалості пожежі в 60 хв.

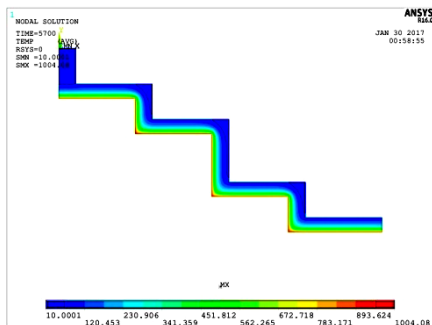


Рис. 9. Розподіл температури по перерізу конструкції при тривалості пожежі в 95 хв.

Отримуємо графіки зміни температури у часі для вузла, до якого прикладене температурне навантаження (рис. 10).

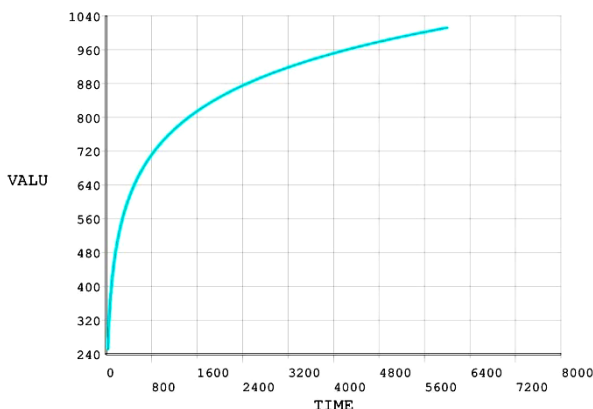


Рис. 10. Графік зміни температури у часі для вузла, до якого прикладене температурне навантаження

В якості порівняльного аналізу отриманих результатів наведено графік зміни температури на поверхні що обігрівается при натурному випробуванні та при моделюванні конструкції у програмному комплексі (рис. 11). Також наведено графік зміни температури на поверхні що не обігрівается в точці встановлення термопари T10 при натурному випробуванні та в аналогічній точці при моделюванні конструкції у програмному комплексі (рис. 12).

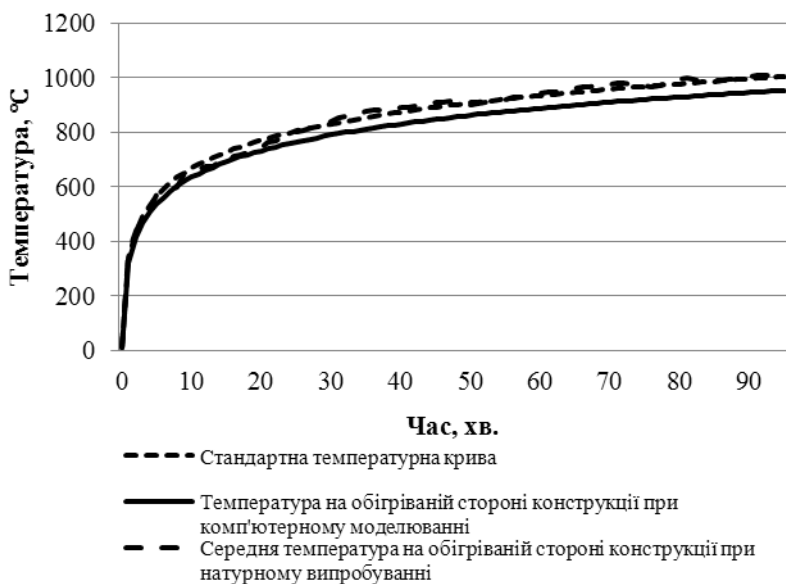


Рис. 11. Графік зміни температури у часі для вузла на поверхні плити, яку обігрівають при натурному випробуванні та при комп'ютерному моделюванні

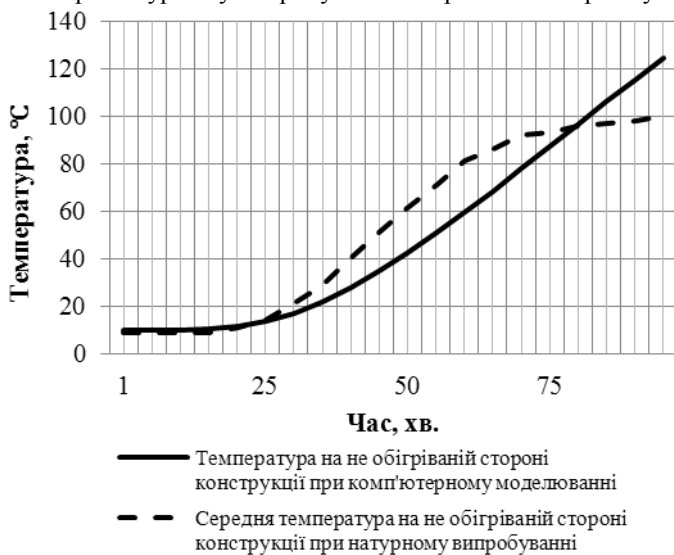


Рис. 12. Графік зміни температури у часі для вузла на поверхні плити, яку не обігрівають при натурному випробуванні та при комп'ютерному моделюванні

Висновки

З проведеного моделювання розподілу температур по перерізу залізобетонної конструкції східчастих складок можна зробити висновки:

- використання програмного комплексу ANSYS 16.0 дозволяє значно прискорити визначення розподілу температур по перерізу складних залізобетонних конструкцій;
- отримані значення температур на обігрівній поверхні при моделюванні за допомогою програмного комплексу мають занижені данні відносно отриманих даних при проведенні натурного випробування, але в межах 15%;
- отримані значення температур на не обігрівній поверхні при моделюванні за допомогою програмного комплексу мають більш лінійний характер, що пов'язано з більш ідеалізованими вихідними даними і умовами моделювання, відносно отриманих даних при проведенні натурного випробування;
- результати розрахунку вказують на можливість використання програмних комплексів для попередніх розрахунків на вогнестійкість з метою покращення характеристик зразка для випробування та зменшення кількості натурних випробувань.

1. ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. 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. Колякова В.М. «Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити» / Колякова В.М., Божинський М.О., Фесенко О.А., // Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві, 2016. -Вип. 5. С. 232-239. 4. Ковалишин В.В. «Експериментальні визначення межі вогнестійкості збірних залізобетонних східчастих складок» / Ковалишин В.В., Юзьків Т.Б, Гуцуляк Ю.В., Артеменко В.В., // Науковий вісник УкрНДІПБ, 2013. -Вип. 2(28). С.82-88. 5. 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. 6. В.М.Ройтман. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий/ В.М.Ройтман. -М.: Ассоциация "Пожарная безопасность и наука", 2001. - 382 с. 7. 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.

**РЕКОНСТРУКЦИЯ ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ З НАДБУДОВОЮ З
ВИКОРИСТАННЯМ ЗОВНІШНЬОГО МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ**

**РЕКОНСТРУКЦИЯ ЖИЛОГО ЗДАНИЯ С НАДСТРОЙКОЙ С
ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВНЕШНЕГО МЕТАЛЛИЧЕСКОГО КАРКАСА**

**RECONSTRUCTION OF A RESIDENTIAL BUILDING WITH AN ADD-IN
USING AN EXTERNAL METAL FRAME**

Кріпак В.Д., к.т.н., професор, Дробаха О.К., інженер (Київський національний університет будівництва и архітектури, м. Київ)

Крипак В.Д., к.т.н., профессор Дробаха А. К., инженер (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Kripak W.D., Ph.d., Professor, Drobakha O.K. engineer (Kyiv National University of construction and architecture, Kiev)

У статті описаний приклад реалізованого конструктивного рішення по надбудові малоповерхового житлового будинку без зупинки його експлуатації шляхом використання зовнішнього металевго каркасу.

В статье описывается пример реализованного конструктивного решения по надстройке малоэтажного жилого здания без остановки его эксплуатации за счет использования внешнего металлического каркаса.

The article described an example implemented a constructive solution in low-rise residential building without stopping its operation through the use of an external metal frame.

Ключові слова:

Реконструкція, житловий будинок, надбудова, металевий каркас.

Реконструкция, жилое здание, надстройка, металлический каркас.

Reconstruction, residential house, the superstructure, the metal frame.

Житловий фонд м. Києва і інших великих міст містить сьогодні значну кількість будинків старої забудови з поверховістю 4-5 поверхів з цегляними стінами. Це будинки побудовані в 50..60 роках минулого століття, так звані будівлі масової післявоєнної забудови. Експлуатуються і багато цегляних будинків різного призначення і забудови початку минулого та кінця позаминулого століття. Знесення таких будинків не на часі, але і повноцінне їх використання також стає не раціональним. Тому час від часу проводяться

реконструкції таких будинків з надбудовою одного чи декількох поверхів. При цьому відбувається інколи докорінне перепланування всіх приміщень, а інколи реконструкція зводиться лише до надбудови декількох додаткових чи одного мансардного поверхів, інколи з облаштуванням ліфтового обладнання.

Реконструкція з надбудовою, як правило, виконується із зупинкою експлуатації будинку та відселенням всіх його мешканців. Нижче ми хочемо поділитися досвідом виконання реконструкції житлового будинку, надбудова додаткових поверхів якого виконувалася без зупинки експлуатації будинку і без відселення мешканців. Конструктивна частина проекту виконана МСІВП «ОПТИМА» в 2009 році. Роботи виконувала компанія ОСНОВА-СОЛСИФ.

Житловий будинок розташований в м. Києві на вул. Мазепи, 16. Будинок побудовано в 1917 році, 4-ри поверховий, з несучими поздовжніми та поперечними цегляними стінами, з підвалом. Зліва і справа впритул до будинку, через деформаційні шви вподовж вулиці Мазепи, розташовані два сусідні будинки. Фундаменти стрічкові, цегляні, різної ширини і глибини залягання. Безпосередньо під усіма фундаментами залягав просадний лесовидний супісок. В цокольній частині та стінах першого поверху мали місце вертикальні та похилі тріщини. Згідно Заключенню НДІБК для реконструкції будинку, з надбудовою аттикового та мансардного поверхів, необхідно було виконати підсилення всіх фундаментів та простінків першого та другого поверхів.

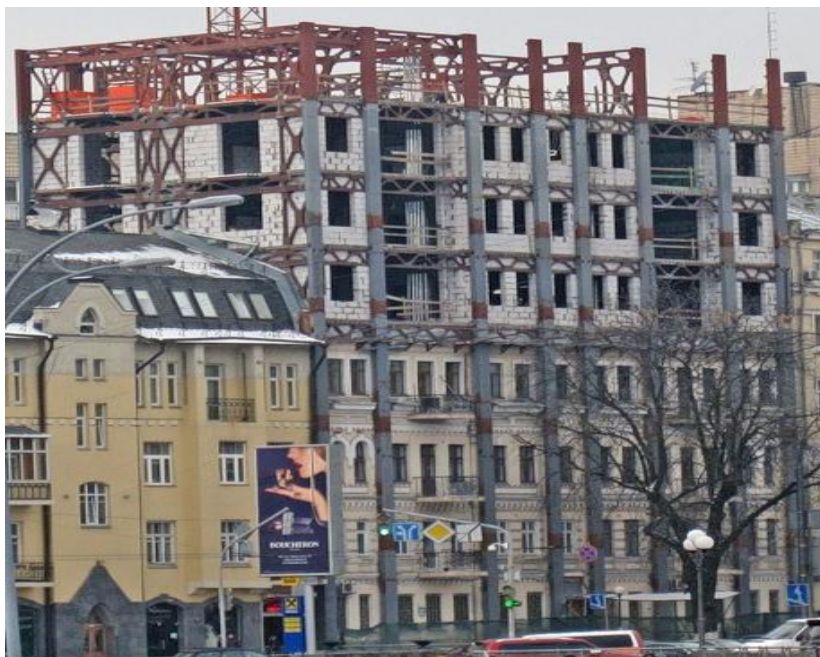


Фото 1. Загальний вигляд каркасу надбудови.

Відповідно технічного завдання Замовника, був розроблений проект реконструкції вказаного житлового будинку з надбудовою 3-х повноцінних, аттикового та мансардного поверхів. Виконання будівельних робіт проводилося без припинення експлуатації будинку і відселення мешканців. Нами була прийнята концепція надбудови з влаштуванням просторового металевго каркасу, який би сприймав все навантаження від надбудованих поверхів, з розташуванням колон поза межами зовнішніх стін. Несучий металевий каркас утворений двома рядами колон, розташованих біля поздовжніх стін, поперечними основними фермами та системою допоміжних ферм і балок (фото 1 і рис.1).

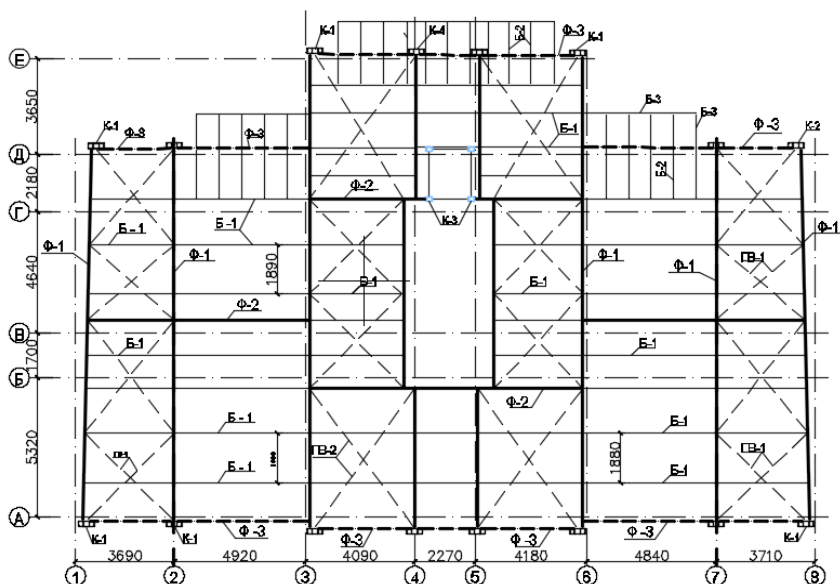


Рис. 1. План розташування металевих ферм та балок над горіщним перекриттям.

Так як зовнішні стіни будинку виходили на червоні лінії, була можливість розвивати габарити колон каркасу лише в площині стіни і тільки в межах ширини простінків, які на головному фасаді були невеликими. Колони прийняті зварними складної коробчастої форми висотою на поверх (фото 2).

Фундаментами колон являлися кущі буронабивних паль діаметром 220 мм і довжиною 18 м. Схема розташування паль та ростверків наведена на рис. 2, а процес влаштування паль показаний на фото 3. Колони і фундаменти розміщувалися на мінімально можливій відстані від стін будинку.



Фото 2. Зварні колони каркасу.

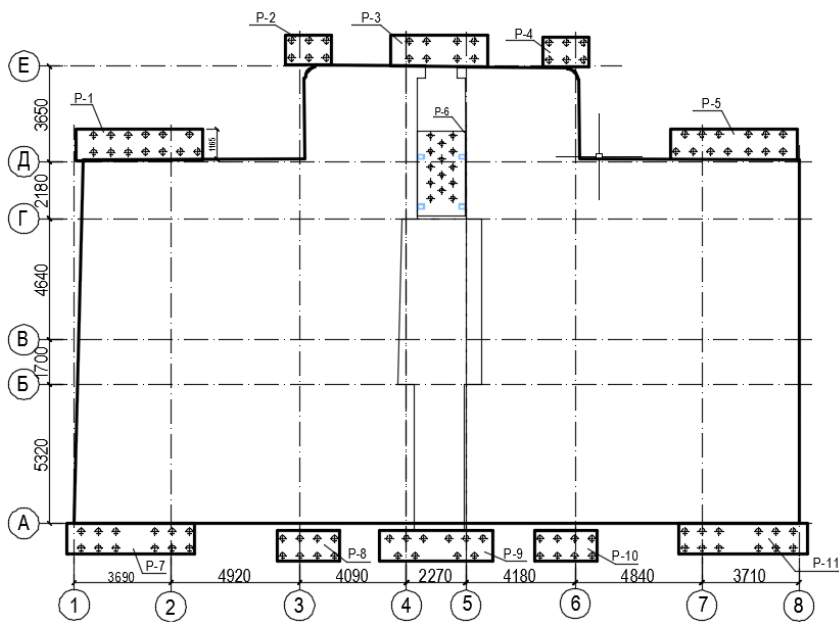


Рис. 2. План розташування паль та ростверків.



Фото 3. Влаштування буронабивних паль.

Розрахункова модель каркасу наведена на рис 3. Для наглядності в схемі присутній тільки один з п'яти поверхів надбудови. Відсутність регулярності в розташуванні простінків та непаралельність зовнішніх стін вимагали створення варіантних розрахункових моделей при виборі розташування колон і фундаментів. Відповідно до сказаного майже всі поперечні ферми і балки аркасу були індивідуальними.

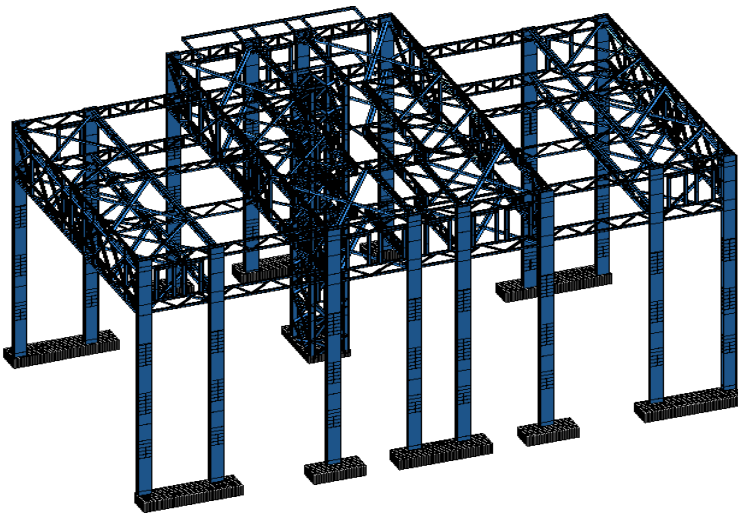


Рис. 3. Розрахункова модель каркасу.

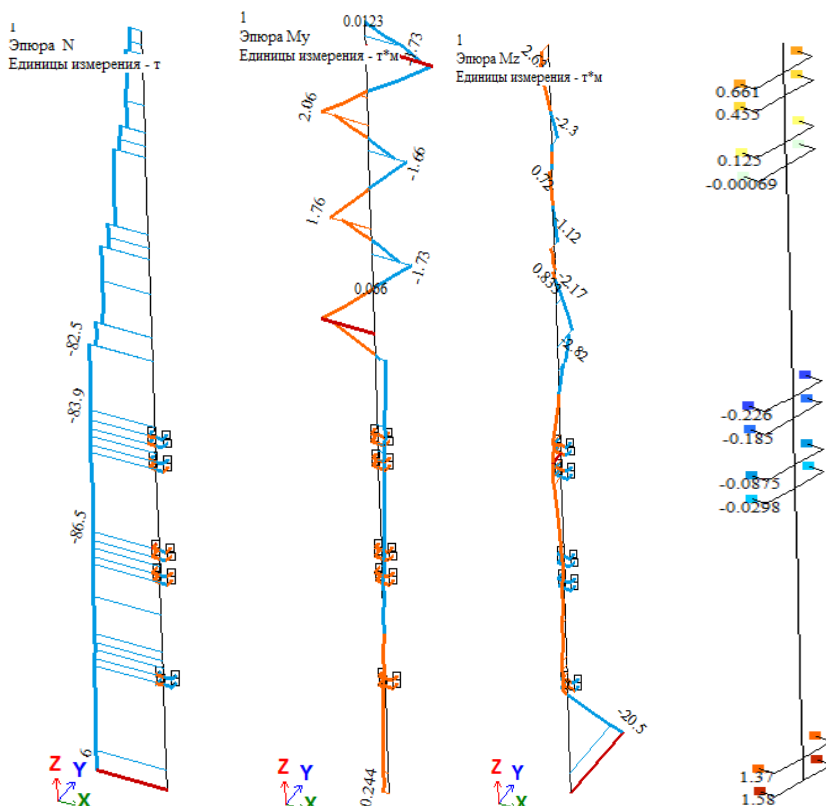


Рис. 4. Характер зусиль в колонах каркасу, відповідно: а – зусилля N ; б – зусилля M_y ; в – зусилля M_z ; г – зусилля в зв'язках між колонами і простінками.

При прийнятій схемі каркасу та розташуванні колон по відношенню до фундаментів (рис. 5) в колонах виникали значні позацентрові зусилля (рис. 4) при обмеженій жорсткості колон та великій розрахунковій довжині. В площині стін колони “розв’язувалися” допоміжними фасадними фермами Ф-3 (рис. 1), які розташовувалися в під та надвіконних зонах будинку. З площини стін колони приєднувалися до простінків анкерними в’язями, практично без передачі вертикальних зусиль на стіни будинку.

Кріплення металевих колон каркасу до стін існуючого будинку (рис.6) виконувалося за допомогою хімічних анкерів “mungo” з металевою шпилькою $d = 20$ мм. Несуча здатність хімічного анкера на вилив (відлив) визначена на основі серії натурних випробувань (фото 4), виконаних постачальником. Зусилля зсуву, що виникали між колонами металевого каркасу та будинком сприймалися бетоном заповнення.

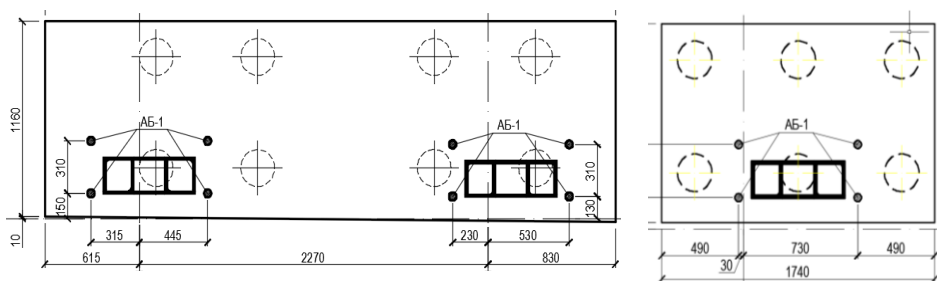


Рис. 5. Схеми розташування металевих колон та акерних болтів на ростверках.

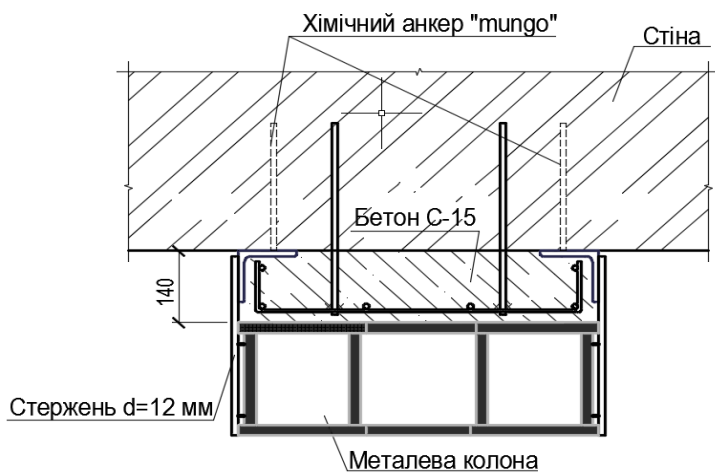


Рис. 6. Вузол приєднання колон до стін.



Фото 4.
Випробування
анкера

Плити міжповерхових перекриттів виконувалися в вигляді монолітної залізобетонної плити по профнастилу. Зовнішні і внутрішні стіни виконувалися з газобетонних блоків і спиралися на плити перекриття та балки.



Фото 5. Головний фасад будинку після реконструкції.

Описаний спосіб конструктивного вирішення реконструкції існуючих будинків може бути використаний для будинків будь-якої конфігурації в плані, з чи без підвального поверху. При можливості частину навантаження від надбудови можна передавати на існуючі конструкції будинку. Можливість проведення реконструкції будівель без зупинки їх експлуатації значно розширює можливості реконструкції існуючого житлового фонду.

УДК 624. 012

ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ ПРИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК КОМПОЗИТНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ

SHEAR CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED WITH FIBER REINFORCED POLYMERS (FRP)

Скорук Л.М. к.т.н., доц., Полтавченко Р.В., асп. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Скорук Л.Н. к.т.н., доц., Полтавченко Р.В., асп. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Skoruk L. M., candidate of technical sciences, docent, Poltavchenko R. V., postgraduate (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Розкривається стан питання щодо підсилення залізобетонних балок композитними матеріалами при розрахунку міцності похилих перерізів. Представлені основні нормативні документи в яких наведені методики розрахунку.

Раскрывается вопрос усиления железобетонных балок композитными материалами при расчете прочности наклонных сечений. Представлены основные нормативные документы, в которых представлены методики расчета.

The document shows the substantive provisions shear capacity of reinforced concrete beams strengthened with FRP. The basic guidelines are shown and reviewed.

Ключові слова:

Зсув, похилі перерізи, композитні матеріали, FRP, залізобетонні елементи. Сдвиг, наклонные сечения, композитные материалы, FRP, железобетонные элементы.

Shear, composite materials, FRP, reinforced concrete structures.

Вступ. Розвиток будівництва не можливий без використання нових будівельних матеріалів та технологій. Так, все більшою популярністю користується технологія підсилення залізобетонних елементів композитними матеріалами на основі фібро армованих полімерів (Fiber Reinforced Polymer – FRP). Через маленьку власну вагу, високу міцність на розтяг та простоту монтажу даний метод може зайняти провідну роль серед «класичних» методів підсилення залізобетонних конструкцій. За останні роки була проведена велика кількість досліджень по визначенню впливу композитних матеріалів на основі фібро-армованих полімерів на несучу здатність залізобетонних елементів при роботі на згин. Проте, вплив даного методу на міцність похилих перерізів залізобетонних елементів висвітлений недостатньо, особливо у вітчизняній літературі. Не існує єдиної прийнятої теорії та методики розрахунку визначення міцності похилих перерізів залізобетонних елементів при підсиленні композитними матеріалами на основі фібро-армованих полімерів. Беручи до уваги той факт, що практичне застосування даного методу ускладнюється відсутністю комплексних положень для проектування були проаналізовані вже існуючі зарубіжні методики та визначені основні положення, що потребують подальшого уточнення.

Огляд останніх джерел і публікацій. При підсиленні згинальних залізобетонних елементів для збільшення міцності похилих перерізів, FRP використовують, як правило, в якості зовнішнього армування. В існуючих дослідженнях запропоновані декілька аналітичних методик розрахунку які базуються на різних положеннях. Так в роботах [1-4] основна увага приділена визначенню розрахункових деформацій в композитному матеріалі з врахуванням типу з'єднання FRP і зразка, що підсилюється. Якщо ж розглядати роботи [5, 6], то в них гранична величина деформації FRP задається емпіричними залежностями відповідно до типу руйнування зразка. В ряді робіт [7-9] розрахункова модель базується на нерівномірності розподілу деформацій в FRP.

При роботі підсиленого залізобетонного згинального елемента на зсув зусилля передаються на композитний матеріал. Якість передачі зусиль, в основному, залежить від фізичних та механічних характеристик композитних матеріалів, епоксидного клею та бетону. Саме тому всі розрахункові моделі враховують не лише характеристики міцності та жорсткості бетону, арматури та композитного матеріалу, велику увагу приділено схемі підсилення та зоні контакту між FRP і бетоном.

Основними типами руйнування підсилених залізобетонних елементів при роботі на зсув може бути відшарування FRP. Тип руйнування залежить від схеми підсилення та від типу композитного матеріалу. Найбільш ефективною є схема повного обгортання композитним матеріалом поперечного перерізу залізобетонного елемента (рис. 1, а), але враховуючи конструктивні особливості будівель і споруд, така схема підсилення не завжди може бути застосована. Тому більш широкого практичного використання набули схеми тристоронньої (U-подібної) чи двосторонньої обгортки поперечного перерізу (рис. 1, б, в).

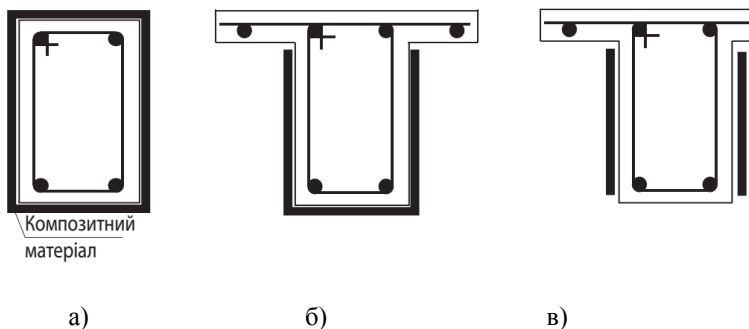


Рис. 1. Схеми підсилення залізобетонних балок композитними матеріалами: а - повне обгортання; б - U- подібне; в - двостороннє

Спираючись на експериментальні дослідження висвітлені в [10] можна зробити висновок, що відшарування є основною причиною руйнування залізобетонних балок підсилених FRP в яких використана двостороння та U- подібна схеми обгортання. Зразки з повним обгортанням майже ніколи не руйнуються через відшарування композитного матеріалу (рис. 2).

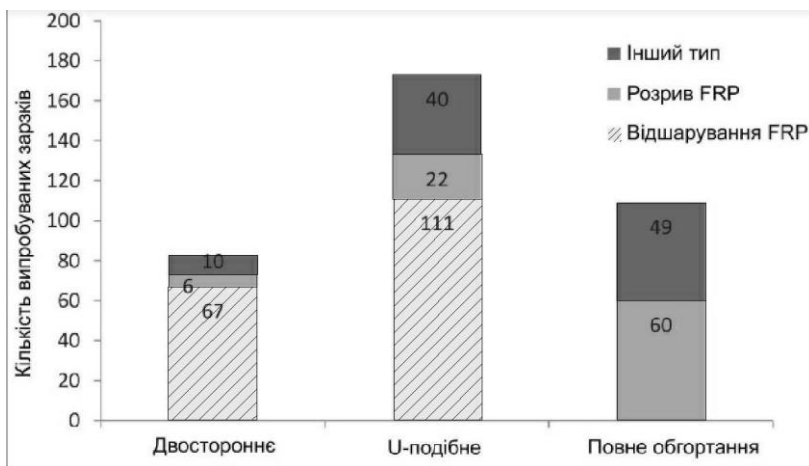


Рис. 2. Руйнування зразків відповідно до схем підсилення

Так як відшарування є передчасним типом руйнування, а схема з повним обгортанням може бути застосована не завжди, рекомендуються (для двосторонньої та U- подібної схем) використовувати різноманітні механічні анкерні пристрої (композитні або сталеві анкерні болти, металеві кутики та пластилини), які запобігають передчасному відшаруванню.

Проте під час проектування не лише схема обгортання залізобетонного зразка композитним матеріалом впливає на міцність похилих перерізів. До факторів які істотно впливають на конструктивні особливості підсиленого елементу належать: геометричні властивості залізобетонного елементу та FRP, наявність поперечного армування та величина «плеча зрізу» (відношення відстані від опори до точки прикладання поперечної сили “а” до розрахункової висоти поперечного перерізу “d”).

Так, для елементів з високим відсотком поперечного армування використання FRP в якості способу підсилення міцності похилих перерізів є не ефективним [11]. Тому, що поперечна арматура сприймає більші зусилля зсуву ніж композитний матеріал.

Вплив FRP залежить від величини «плеча зрізу». Так, спираючись на дослідження [12] вплив FRP на міцність похилих перерізів значно більший для «низьких» балок. По мірі зменшення прольоту зрізу в «високих» балках збільшується аروحний ефект і руйнування елементу відбувається внаслідок дроблення бетону стиснутої зони. Тому використання FRP для збільшення міцності похилих перерізів обмежується величиною міцності бетону на стик.

Існуючі методики розрахунку залізобетонних згинальних елементів підсилені композитними матеріалами на основі фібро-армованих полімерів на міцність похилих перерізів.

ACI 440 2R (США) [13]. Розрахунок міцності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів підсилені FRP ведеться з умови типу «відмови» елементів підсилення. Для схеми з повним обгортанням основним типом відмови визначено розрив композитного матеріалу, тому при розрахунку міцність FRP знижується послаблюючим коефіцієнтом $\psi_f = 0,95$. Також при розрахунках обмежуються деформації найбільш віддаленого розтягнутого волокна композитного матеріалу до 0,4 ($\epsilon = 0,004$). Це обмеження деформацій базується на експериментальних даних та досвіді. Для U – подібної та двосторонньої схем відповідно вводяться понижуючі коефіцієнти та обмеження деформацій.

CAN/CSA S806 (Канада) [14]. Міцність похилих перерізів залізобетонних елементів підсилені FRP визначається за спрощеним методом представленим в будівельних нормах (CAN/CSA A23.3 [15]). Основними умовами при розрахунку є тип «відмови» композитних матеріалів (відшарування або розрив) та обмеження деформацій до 0,4% при розриві FRP, та до 0,2% при відшаруванні.

Fib-TG9.3 (ЄС) [16] Основою методики є аналітичний метод запропонований в [1]. При розрахунку враховуються схеми обгортання композитними матеріалами, технологію наклеювання, властивості FRP з різними коефіцієнтами надійності по матеріалу. Тип «відмови» враховує ефект від порушення зчеплення між композитним матеріалом і бетоном.

JSCE (Японія) [17]. В нормах запропонована досить складна модель розрахунку, в якій двома методами розглядається вплив композитних матеріалів на міцність похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів підсилених FRP. В першому методі визначаються середні деформації в композитному матеріалі які виникають внаслідок зсуву. В другому методі основна увага прикута до зони контакту між композитним матеріалом та бетоном. Однією з основних гіпотез є те, що процес відшарування композитного матеріалу оцінюється через аналіз напружень за умови, що бетон це тверде тіло, композитний матеріал пружне тіло, і є лінійна залежність між величиною зсуву і напруженнями в композитному матеріалі.

CNR-DT 200/2004 (Італія) [18]. В залежності від типу обгортання залізобетонного елементу в розрахунок вводиться показник «розрахункової міцності FRP (f_{fed}) який враховує можливість відриву композитного матеріалу через появу концентратора напружень в зоні контакту між FRP та бетоном та визначає величину дотичних напруження при початку відшарування.

NCHRP 678 (США) [10]. В документі проведений широкий аналіз існуючих методик розрахунку міцності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів підсилених композитними матеріалами та запропонована власна методика розрахунку. Основна увага приділяється передчасному відшаруванню композитного матеріалу та впливу додаткових анкерних пристроїв.

Так як в Україні не розроблено нормативних документів по розрахунку та конструюванню залізобетонних згинальних елементів підсилених композитними матеріалами рекомендується при розробці такого документу користуватися такими положеннями:

1. При розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних згинальних елементів підсилених композитними матеріалами обов'язково необхідно враховувати наступні параметри: фізичні та геометричні характеристики елементів підсилення, схему обгортання, зчеплення в зоні контакту між композитним матеріалом та бетоном, розрахункову довжину композиту, тип «відмови» FRP.

2. Для полегшення практичного використання методики розрахунку всі параметри повинні, або бути відомими або знаходитися з простих взаємозалежностей.

Більш глибокий аналіз існуючих методик розрахунку показує, що залишається ряд питань, які потребують подальшого уточнення, а саме: вплив додаткових анкерних пристроїв на тип руйнування елементів підсилення; залежність між відсотком внутрішнього поперечного армування та композитними матеріалами при визначенні впливу останніх на міцність залізобетонних елементів при роботі на зсув; тривала робота залізобетонних елементів підсилених композитними матеріалами з врахуванням появи тріщин на межі зони контакту «бетон-FRP»; вплив композитних матеріалів які розташовані в розтягнутій зоні бетону на міцність похилих перерізів.

Висновок. Підсилення залізобетонних елементів композитними матеріалами на основі фіброармованих полімерів користується все більшою популярністю поряд з «класичними» методами підсиленнями. Основна кількість досліджень присвячена впливу даного підсилення на міцність нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів. При цьому вплив підсилення на міцність похилих перерізів розглянутий не достатньо як теоретично так і практично. Не існує єдиної прийнятої методики розрахунку, а існуючі методики часто показують протилежні результати. Також, є ряд питань, які не висвітлені й дотепер. В Україні не існує жодного нормативного документу в якому б приводилася методика розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних згинальних елементів підсилених композитними матеріалами, що значно гальмує розвиток даного методу.

1. Triantafillou, T. C., 1998. Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy bonded FRP composites, *ACI Struct J.* 95(2), pp. 107-115. 2. Hutchinson, R. L., Rizkalla, S. H., 1999. "Shear strengthening of AASHTO bridge girders using carbon fiber reinforced polymer sheets", *Proc., 4th Int. Symp. on Fiber reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures.* ACI publications SP-188, pp. 945-56. 3. Khalifa, A., Tumialan, G., Nanni, A., Belarbi, A., 1999. "Shear strengthening of continuous reinforced concrete beams using externally bonded Carbon Fiber Reinforced Polymer sheets", *Proc., fiber reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures, fourth international symposium*, SP-188, C.W. Dolan, S.H. Rizkalla, and A. Nanni Eds., ACI, Farmington Hills, Mich, pp. 995-1008. 4. Khalifa, A., Nanni, A., 2000. Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites, *Cement & Concrete Composites* 22, pp. 165-174. 5. I-Sulaimani, G. J., Shariff, A., Basanbul, I. A., Baluch, M. H., Ghaleb, B. N., 1994. Shear repair of reinforced concrete by fiber glass plate bonding, *ACI Struct J.* 91(4), pp. 458-464. 6. Chajes, M. J., Jansuska, T. F., Mertz, D. R., Thomson, T. A., Finch, W. W., Jr., 1995. Shear strength of RC beams using externally applied composite fabrics, *ACI Struct J.* 92(3), pp. 295-303. 7. Malek, A. M., Saadatmanesh, H., 1998. Ultimate Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Web-Bonded Fiber-Reinforced Plastic Plates, *ACI Structural Journal* 95(4), pp. 391-399. 8. Deniaud, C., Cheng, J. J., R. 2001. Shear behavior of RC T-beams with externally bonded FRP sheets, *ACI Struct. J.* 98(3), pp. 386-394. 9. Deniaud, C., Cheng, J. J. R., 2004. Simplified shear design method for concrete beams strengthened with fiber reinforced polymer sheets, *J. Compos. Constr.* 8(5), pp. 425-433. 10. NCHRP Report 678. 2011. Design of

FRP Systems for Strengthening Concrete Girders in Shear. Transportation Research Board. Washington, DC, USA. **11.** Li, A., Diagana, C., and Delmas, Y., 2002. Shear Strengthening Effect by Bonded Composite Fabrics on RC Beams, *Composites Part B: Engineering* 33(3), pp. 225–239. **12.** Chaallal, O., Shahawy, M., Hassan, M., 2002. Performance of reinforced concrete T-girders strengthened in shear with carbonfiber reinforced polymer fabrics, *ACI Struct J.* 99(3), pp. 335-343. **13.** ACI Committee 440. 2002. ACI 440.2R-02-Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Farmington Hills, MI. **14.** CAN/CSA S806-02. 2002. Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymer, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada. **15.** CAN/CSA A23.3-94. 1994. Design of Concrete Structures for Buildings. Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada. **16.** Fib-TG9.3. 2001. Design and Use of Externally Bonded Fiber Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures. Technical Report Prepared by EBR Task Group 9.3, Bulletin 14, Lausanne, Swiss. **17.** JSCE. 2001. Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets. Concrete Engineering Series 41. Japan Society of Civil Engineers. Tokyo, Japan. **18.** CNR-DT 200/2004 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. National Research Council. Advisory Committee On Technical Recommendations For Cnostruction. Rome, Italy.

ВИЗНАЧЕННЯ ТА ПОРІВНЯННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ В ПІСКАХ СЕРЕДНЬОЇ КРУПНОСТІ

СОПОСТАВЛЕНИЕ И СРАВНЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ В ПЕСКАХ СРЕДНЕЙ КРУПНОСТИ

COMPARISON OF CARRYING CAPACITY PILES IN SAND MEDIUM SIZE

Підлущкий В.Л., к. т. н., доц., Гаврилюк О.В., ассистент
(Київський національний університет будівництва і архітектури)

Подлущкий В.Л., к. т. н., доц., Гаврилюк А. В., аспирант
(Киевский национальный университет строительства и архитектуры)

Pidlutskiy V.L., PhD, assistant professor, Gavryliuk O. V., postgraduate
(Kyiv National University of Construction and Architecture)

Виконано порівняння несучої здатності бурових паль в пісках середньої крупності за діючими нормами, результатами статичного зондування, статичним випробуванням на вертикальне навантаження в польових умовах, а також встановлено співвідношення отриманих значень.

Выполнено сопоставление несущей способности буровых свай в песках средней крупности по действующим нормам, результатам статического зондирования, статическим испытанием на вертикальную нагрузку в полевых условиях, а также установлено соотношение полученных значений.

The comparison of bearing capacity of bored piles in sands of medium size according to current regulations, the results of static sensing static vertical load test on the field, and set the ratio of the obtained values.

Ключові слова: Бурові палі, статичне зондування, несуча здатність, випробування на вертикальне навантаження.

Буровые сваи, статическое зондирование, несущая способность испытание на вертикальную нагрузку.

Numerical modeling, static sensing test, numerical modeling the vertical load.

Стан питання та мета досліджень. Сучасне будівництво у великих містах йде в умовах щільної міської забудови, використовуються для забудови ділянки

із складними інженерно-геологічними. А також у зв'язку із збільшенням поверховості будівель та споруд на основу діють значні вертикальні навантаження, тому в таких умовах використовують в якості основи бурові паль.

Влаштування фундаментів в якості основи із бурових паль характеризуються високою мінімальним динамічним впливом на ґрунт основи, низьким рівнем шуму та значно високою продуктивністю є дуже важливою особливістю при щільній забудові у великих містах.

Визначення несучої здатності бурових паль виконується за методикою ДБН В.2.1-10-2009 зміна № 1 [1]. Як показує практика та аналіз публікацій, що несуча здатність бурових паль за формулами норм є значно заниженою, що в свою чергу призводить до збільшення довжини та діаметру паль їх кількості, витрат будівельних матеріалів що в кінцевому результаті призводить до збільшення собівартості влаштування фундаментної частини будинку.

Тому визначення несучої здатності паль за різними методиками є актуальною задачею на сьогодні, особливо при використанні польових методів досліджень ґрунтів.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Для визначення несучої здатності бурових паль проектувальники все більше стали використовувати не традиційні методи для визначення несучої здатності бурових паль, а саме метод статичного зондування ґрунтів.

Ця методика дозволяє в короткий термін отримати дані розрахункових характеристик ґрунтів по глибині зондування. Простота даного методу дає можливість значно швидше та без значних фінансових витрат отримати характеристики ґрунтів основи на відміну від традиційних методів по визначенні фізико-механічних характеристик ґрунтів в лабораторних умовах.

Розрахунок несучої здатності бурових паль відображено у працях: І.П. Бойка [2], В.Г. Березанцева [3], А.А. Бартоломея [4], Ю. Л., та інших.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття. Питання про резерв несучої здатності та економію виготовлення бурових паль є найбільш актуальним на теперішній час у зв'язку з широким застосуванням їх в багатоповерховому будівництві.

Мета роботи. Метою даної роботи є - порівняти несучу здатність бурових паль та їх розрахункове навантаження, визначених за різними методиками.

Виклад основного матеріалу. Для дослідження було обрано багатоповерховий житловий будинок у місті Києві, Житловий будинок запроектований 3-ох секційним з габаритними розмірами в осях: 1 і 3 секція – 33,9х21,3 м; 2 секція – 40,2х21,3 м, які вже введено в експлуатацію.

У відповідності до інженерно-геологічних вишукувань, що виконані спеціалізованою організацією, в геоморфологічному відношенні описуваний майданчик розташований в межах лівобережної першої надзаплавній тераси р. Дніпро. Рельєф майданчика рівнинний. Абсолютні відмітки поверхні знаходяться в межах 99,0-103,0 м. У геологічній будові на розвідану глибину до 45 м беруть участь палеогенові бучакські піски, чвертичні алювіальні піски середні, дрібні і пилюваті та алювіально-озерні супіски, перекриті рослинним шаром і насипними ґрунтами. Ґрунтові води зустрінуті на глибинах 2,7-4,2 м, на відмітках 96,23-6,90 м (рис.1).

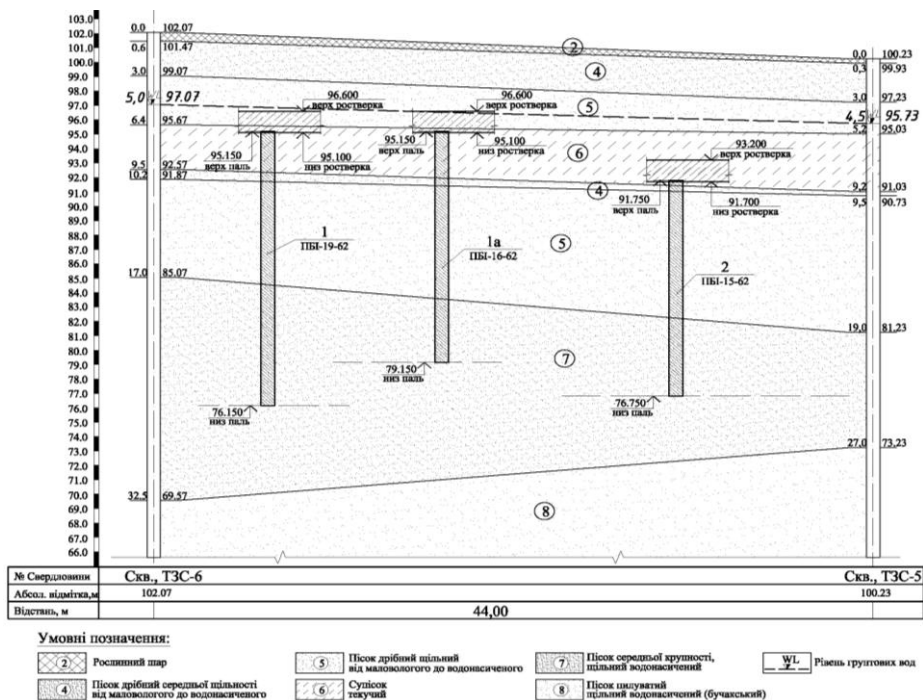


Рис. 1. Характерний інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка фундаментів остаточного варіанту

Згідно попереднім рішенням було розроблено пальові фундаменти з виконанням паль діаметром 620 мм довжиною 15,0 м, по буронабивній технології.

За нормами [1] визначення несучої здатності буронабивних паль виконують за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \cdot \quad (1)$$

Таблиця 1

Фізико-механічні характеристики ґрунтів експериментального майданчика за даними інженерно-геологічних вишукувань

№ ПЕ	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
2	1,60	-	-	-	-	-
4	1,75	0,09	0,64	32	2	28
5	2,04	0,21	0,57	36	4	36
6	1,97	0,23	0,69	22	9	5
7	2,10	0,19	0,50	37	5	45
8	1,90	0,30	0,45	36	8	39

Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під нижнім кінцем палі слід приймати для піщаних ґрунтів в основі бурової палі за формулою:

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_I d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_I h) \cdot \quad (2)$$

Позначення символів у відповідності з ДБН В.2.1-10-2009.

Результати розрахунків несучої здатності буронабивної палі за формулами норм подані у графіку 2.

На будівельному майданчику було виконано багато точок статичного зондування ґрунтів, що дало можливість визначити несучу здатність буронабивних паль використавши дані статичного зондування.

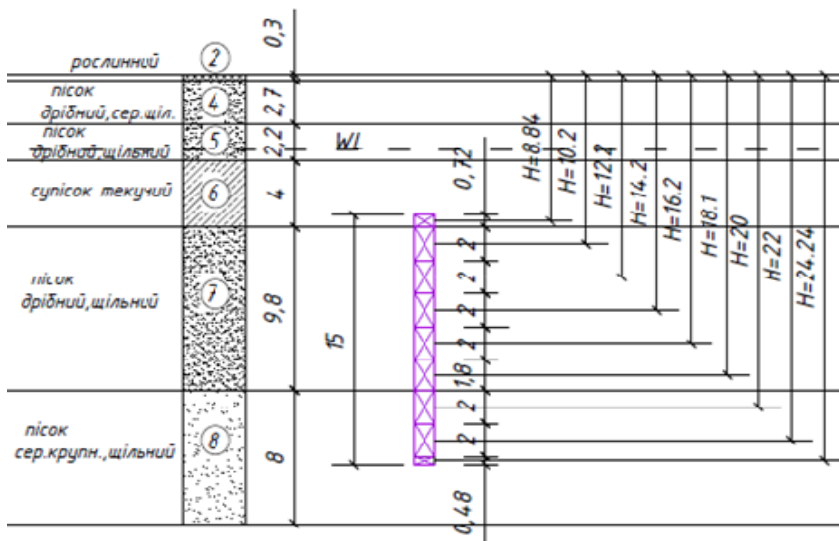


Рис. 2. Розрахункова схема до визначення несучої здатності палі по ґрунту

Визначення несучої здатності паль за даними статичного зондування для буронабивних паль виконувалося за нормативними вимогами ДСТУ Б В.2.1-27:2010 як для забивних паль для зонду II типу (для бурових паль методика відсутня), лише при роботі бічної поверхні було враховано коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі γ_{cf} , який приймався за таблицею Н.3.1 норм ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Також для підтвердження результатів визначення несучої здатності паль за результатами статичного зондування, отриманого за результатами українських норм, було визначено несучу здатність паль за результатами статичного зондування згідно російських норм П2-2000 к СНБ 5.01.01-99 в яких дана методика для бурових паль описана і прийнята, та порівняна з білоруськими нормами СП 50-102-2003. В російських нормах для бурових паль використовуються тільки значення опору під конусом зонду, від якого переходять до роботи паль під вістрям і по бічній поверхні, при цьому розбиваючи палю на ділянки не більше 2-ох метрів.

Результати розрахунків несучої здатності буронабивної палі за даними статичного зондування ґрунтів за різними методиками подані у графіку 2.

Несучу здатність за результатами натурних випробувань визначають за формулою:

$$F_d = \gamma_c F_{u,n} / \gamma_g; \quad (3)$$

де: $\gamma_c = 1$, -коефіцієнт умов роботи при вдавлювальних і висмикувальних навантаженнях;

$\gamma_g = 1$, - коефіцієнт надійності по ґрунту;

$F_{u,n}$ – нормативне значення граничного опору палі, яке приймають рівним частковому значенню граничного опору палі F_i тоді формула (3) буде:

$$F_d = F_i; \quad (4)$$

За часткове значення граничного опору палі F_i , прийняли навантаження під впливом якого дослідна паля отримала осідання S , яке визначають за формулою:

$$S = \zeta S_{u,mt}; \quad (5)$$

де: $S_{u,mt}$ - максимальне значення середньої осідання будинку;

$\zeta = 0,2$ - коефіцієнт переходу від значення $S_{\max,u}$ до осідання палі, яку отримали при статичних випробуваннях з умовною стабілізацією осідання 0,1 мм за 1 годину.

За результатами натурних випробування дослідних паль було встановлено наступні результати для дослідної палі:

$$F_d = \gamma_c \frac{F_u}{\gamma_g} = 1 \frac{3750}{1} = 3750 \text{ кН} \quad (6)$$

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{3750}{1.2} = 3125 \text{ кН} \quad (7)$$

Таким чином несуча здатність буро набивної палі за результатами статичного випробування згідно [7] становить 3125 кН, крива навантаження зображена на (рис.3).

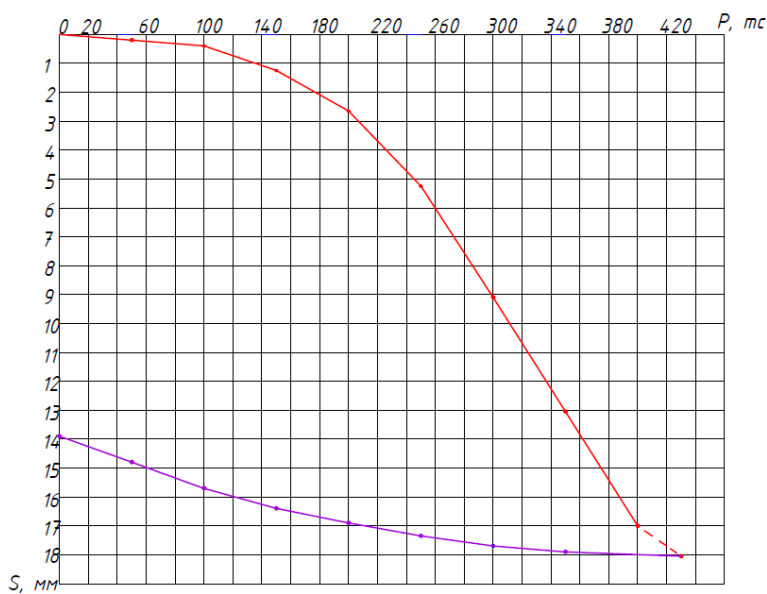


Рис. 3. Графік залежності осідання палі S від навантаження P



Рис. 4. Порівняння розрахункових навантажень

Висновки.

Підтверджено, що статичне зондування є достатньо ефективним методом для визначення несучої здатності палі.

Розрахункове навантаження на палю, визначене за її випробуванням більше за розрахункове навантаження визначене за формулами норм на 30% та менше на 18% визначення за методом статичного зондування для забивних паль.

Встановлено, що розрахункове навантаження за результатами статичного зондування згідно різних нормативних документів дає більш точні результати. Тому необхідно вдосконалювати методику розрахунку за статичним зондуванням для бурових паль на території України.

1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10:2009. -[Чинний від 2009-07-01]. -К.: Мінрегіонбуд України, 2009. -105с. 2. Бойко І.П. Визначення несучої здатності буроін'єкційної палі великого діаметру за допомогою різних методів // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник./ Карпенко Ю.В., Новофастовський С.М., Подрятов В.С. -К.: КНУБА, 2004. -Вип.28. -С.79-94. 3. Березанцев В.Г. определение предельного сопротивления песчаных грунтов под концом сваи с помощью статической пенетрации // Основания, фундаменты и механика грунтов. -1966. -№4. -С.1-5. 4. Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань: ДСТУ Б В.2.1-27:2010.-[Чинний від 2010-12-22]. -К.: Мінрегіонбуд України, 2011.-11 с. 5. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайних фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С.Юшков. – М. Стройиздат, 1994.-381с.

МІЦНІСТЬ ТА ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ ДВОХОСНО ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ПЛИТ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМУ ЗГІНІ

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ДВУХОСНО ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ ИЗГИБЕ

STRENGTH AND CRACKING RESISTANCE OF DOUBLE PRELIMINARY-STRESSED STEEL-FIBER CONCRETE PLATES FOR CROSS-BENDING

Журавський О.Д. к.т.н., доц., **Горобець А.М.**, інж. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Журавский А.Д. к.т.н., доц., **Горобець А.Н.**, инж. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Zhuravskiy O.D., candidate of technical sciences, docent, **Gorobets A.M.**, eng. (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

У статті наведено результати експериментальних досліджень міцності і тріщиностійкості сталевібробетонних двоосно обтиснутих плит.

В статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности и трещиностойкости сталефибробетонных двухосных обжатых плит.

There are given the results of experimental studies strength and cracking resistance of steel fiber reinforced concrete under biaxial compression slabs.

Ключові слова:

Сталевібробетон, двоосно попередньо-напружені плити, міцність, тріщиностійкість.

Сталевібробетон, двухосно предварительно-напряженные плиты, прочность, трещиностойкость

Steel fiber reinforced concrete, biaxially prestressed slabs, strength, cracking resistance.

Для практичних досліджень виконано дві серії плит розміром $800 \times 800 \times 40$ мм з різним фібровим армуванням. Зразки серії I армувались сумішшю сталевих фібр марки STAFIB 50/1.0 та STAFIB 30/0.6 із анкерами на кінцях, процентне відношення яких становило по 0,5% по об'єму кожної фібри. Зразки серії II містили 1,0% по об'єму хвилястих фібр марки NOVOKON URW 50/1.0. Для всіх зразків був використаний портландцемент марки М400, а як дрібний заповнювач – кварцовий пісок. Склад сталевібробетону по об'єму був прийнятий у пропорції 1:3 цементу до піску при водоцементному відношенні 0,62.

Спирання плит – шарнірне по чотирьом сторонам на відстані 50 мм від бокових граней плити. Завантаження плити виконувалося 16 зосередженими силами у відповідності до схеми, яка показана на рис. 1. Навантаження виконувалося кроком $P_1=2$ кН з витримкою 5...8 хв на кожному кроці для вимірювання прогинів.

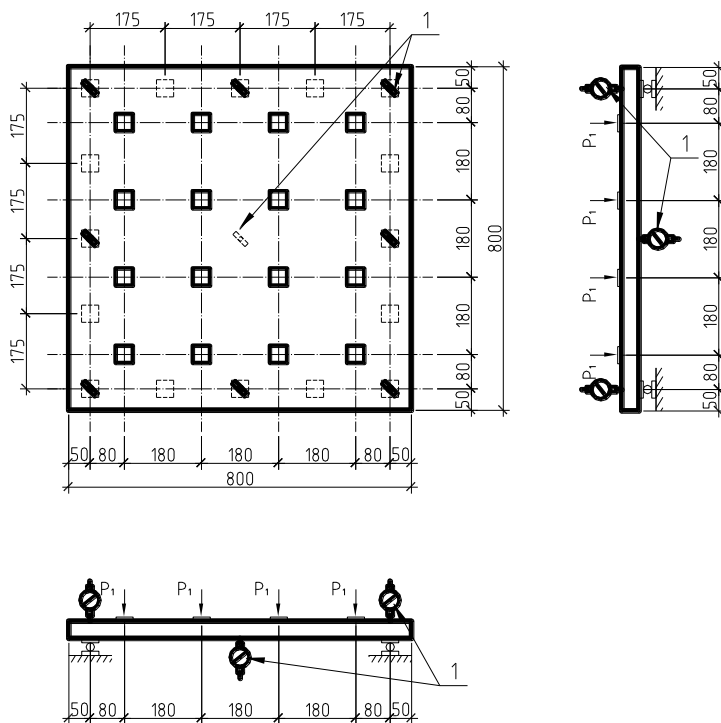


Рис.1. Схема завантаження плити: 1 – індикатори-прогиноміри.

Під час дослідження було встановлено зусилля тріщиноутворення та руйнує зусилля попередньо напружених сталевібробетонних плит та плит без попереднього напруження. Результати експериментальних даних наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Міцність і тріщиностійкість плит серії I та II

Но- мер серії	Марка плити	Зусилля тріщиноутворення, $P_{crc,I}$, кН		Руйнівне зусилля, P_I , кН	
		однієї плити	середнє	однієї плити	середнє
I	I-ПП-0.7/0.0-1	7.8	6.9	19.4	17.6
	I-ПП-0.7/0.0-2	5.9		15.7	
	I-ПП-0.7/0.3-1	14.7	15.1	21.6	22.1
	I-ПП-0.7/0.3-2	15.7		22.6	
	I-ПП-0.7/0.7-1	12.8	11.8	25.5	25.1
	I-ПП-0.7/0.7-2	10.8		24.5	
	I-ПП-У-1	4.9	5.4	11.8	15.7
	I-ПП-У-2	5.9		19.6	
II	II-ПП-0.7/0.0-1	9.8	9.8	17.6	18.6
	II-ПП-0.7/0.0-2	9.8		19.6	
	II-ПП-0.7/0.3-1	9.8	9.8	18.6	23.1
	II-ПП-0.7/0.3-2	9.8		27.5	
	II-ПП-0.7/0.7-1	11.8	11.3	25.5	26.9
	II-ПП-0.7/0.7-2	10.8		28.4	
	II-ПП-У-1	4.9	5.4	17.7	21.1
	II-ПП-У-2	5.9		24.5	

Аналіз даних свідчить, що в плитах I-ПП-0,7/0,7 візуальна поява тріщин зафіксована при навантаженні $P_{crc,I}=11.8$ кН, в плитах I-ПП-0,7/0,3 – при $P_{crc,I}=15.1$ кН а в плитах I-ПП-0,7/0,0 – при навантаженні $P_{crc,I}=6.85$ кН. Поява тріщин у ненапруженій плиті I-ПП-У зафіксована при навантаженні $P_{crc,I}=5.4$ кН, тобто раніше, ніж у попередньо напружених.

Тріщиноутворення в плитах серії II II-ПП-0,7/0,0 та II-ПП-0,7/0,3 фіксувалося при навантаженні $P_{crc,I}=9,8$ кН, а в плитах II-ПП-0,7/0,7 – при навантаженні $P_{crc,I}=11.3$ кН. Поява тріщин у ненапруженій плиті II-ПП-У була зафіксована при навантаженні $P_{crc,I}=5.4$ кН.

Можна констатувати, що зусилля тріщиноутворення в двохосно напружених плитах до двох разів перевищують значення зусиль в одноосно напружених і в 2,5 разів вище ніж в ненапружених плитах. Зусилля одноосно попередньо напружених плит вищі, ніж в ненапружених плитах, у 1.3...2.1 рази.

Аналіз отриманих дані свідчать, що зростання зусилля тріщиноутворення відбувається при збільшенні зусиль попереднього напруження, а також виявленого впливу бокового обтиску.

Експериментально доведено, що розвиток тріщин в попередньо напружених та ненапружених плитах має різний характер (рис. 2 та 3). Тріщиноутворення в плитах, обтиснутих з однієї сторони хаотичне, з достатньо вираженим діагональним напрямком розвитку. В плитах, обтиснутих з двох сторін, тріщини

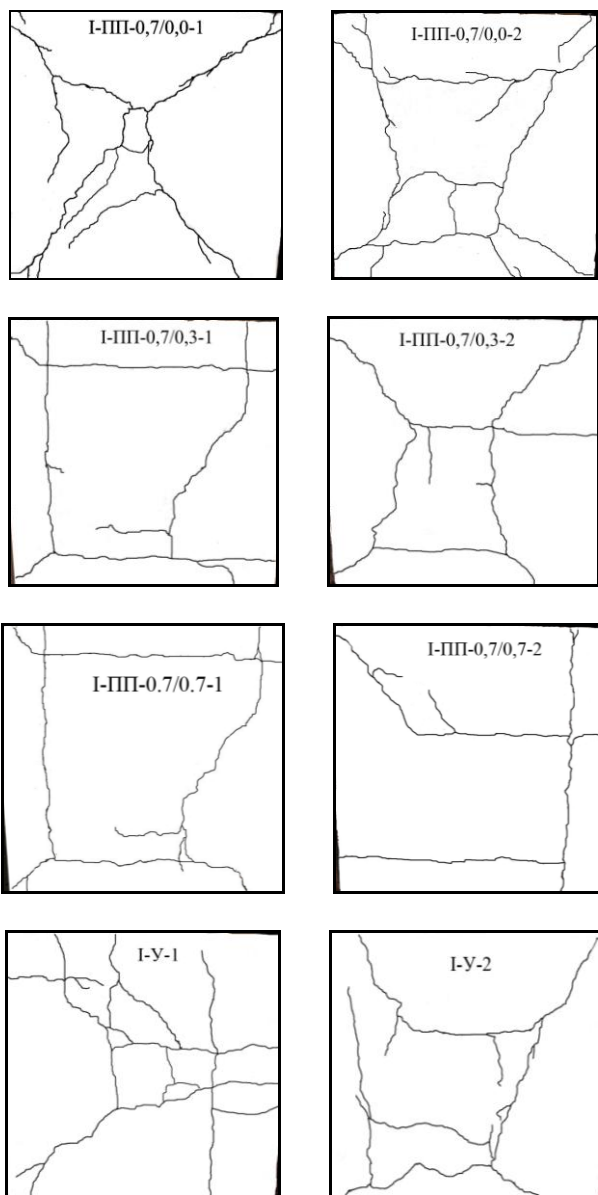


Рис. 2. Розміщення тріщин на нижніх поверхнях плит серії І після руйнування

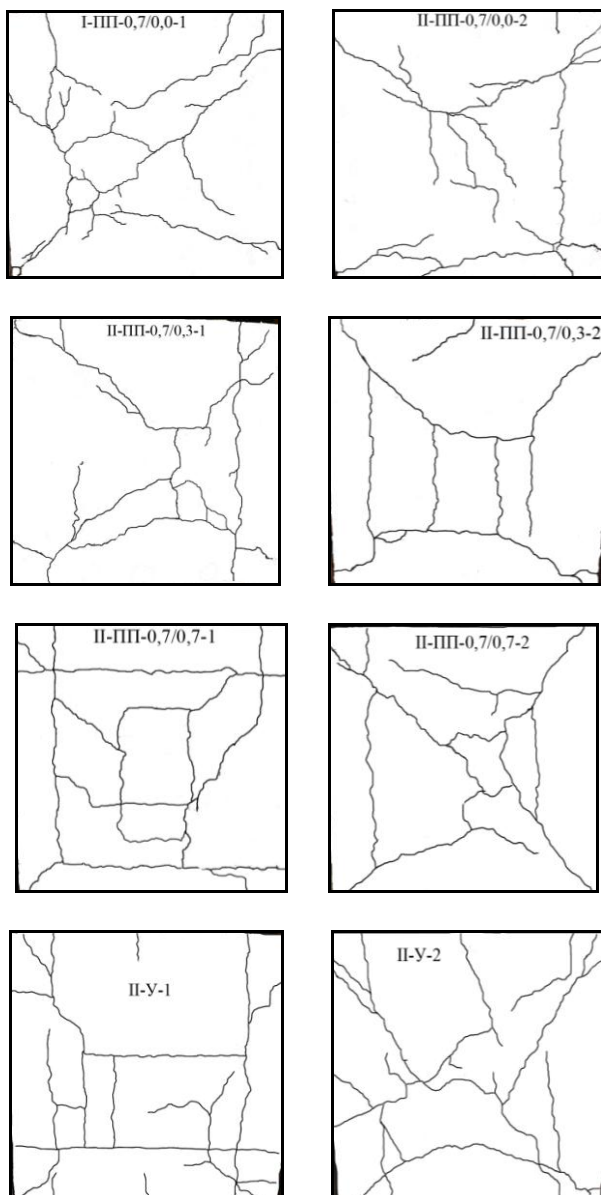


Рис. 3. Розміщення тріщин на нижніх поверхнях плит серії II після руйнування

починали утворюватися, аналогічно плитам напруженим в одному напрямку. Після деякого ступеня навантаження найбільшого розкриття набували тріщини, які утворювалися вдовж прокладеної арматури поблизу опори, за якими і фіксувалось руйнівне навантаження. Характер динаміки тріщиноутворення свідчить, що плити без попереднього напруження не мали характерних рис. Діагональні та прямі тріщини, проходили вдовж арматури. На такий розвиток тріщиноутворення могло вплинути центральне розміщення арматури та різний крок армування плит.

Плити серії I I–ПП–0,7/0,7 руйнувалися при навантаженні $P_I=25.1$ кН, а плити I–ПП–0,7/0,3 – при $P_I=22.1$ кН. Руйнуюче навантаження в плитах I–ПП–0,7/0,0 дорівнювало $P_I=17.6$ кН. Ненапружена плита I–ПП–У зруйнувалась при $P_I=15.7$ кН, але треба зазначити, що одна з цих плит зруйнувалась при $P_I=19.6$ кН, що не набагато менше ніж у попередньо напружених плит. Такі результати дослідних даних пояснюються прийнятим кроком армування по осі У.

Руйнування плит серії II II–ПП–0,7/0,7 відбувалось при навантаженні $P_I=26,9$ кН, а плит II–ПП–0,7/0,3 – при $P_I=23,1$ кН. Руйнуюче навантаження в плитах II–ПП–0,7/0,0 дорівнювало $P_I=18,6$ кН. Ненапружена плита II–ПП–У зруйнувалась при $P_I=21,1$ кН.

Результати експериментальних досліджень свідчать, що попереднє напруження суттєво впливає на величину несучої здатності плит. Також, спостерігається зменшення міцності при зростанні інтенсивності обтиску бетону попередньо напруженою арматурою у напрямку осі У.

1. Лысенко Е.Ф., Гетун Г.В. Проектирование сталефибробетонных конструкций. Учеб. пособие. – К.:УМК ВО, 1989. – 184 с. 2. Бочарников А.С., Корнеев А.Д. Зона взаимодействия систем “бетон – стальное волокно” в сталефибробетоне и рациональная степень дисперсного армирования мелкозернистого бетона // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2005. - №8. - с. 58-59. 3. Коротышевский О.В. Расчёт сталефибробетона по прочности на осевое растяжение и на растяжение при изгибе // Строительные материалы. - 2003. - №8. - с.31-33. 4. Кричевский А.П. К расчету прочности железобетонных балок, усиленных сталефибробетоном // Бетон и железобетон в Украине - 2001. - № 2 (6), - с. 6-8. 5. Рабинович Ф.Н. Дисперсно-армированные бетоны. – М.: Стойиздат, 1989. – 176 с. 6. Бердичевский Г.И., Светов А.А., Курбатов Л.Г. Сталефибробетонные преднапряженные ребристые плиты размером 6х3 м для покрытий// Бетон и железобетон, - 1984. №4. – с. 33-34. 7. Горобець А.М., Журавський О.Д. Методика експериментальних досліджень повзучості сталефібробетону при одноосному і двохосному стиску. // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: збірник наук. праць. Вип.6. – Львів. – 2005. – с. 305-310.

**МІЦНІСТЬ І ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З КРИВОЛІНІЙНОЮ ПОПЕРЕДНЬО-
НАПРУЖЕНОЮ АРМАТУРОЮ**

**ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ПРИОПОРНЫХ УЧАСТКОВ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С КРИВОЛИНЕЙНОЙ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ**

**STRENGTH AND CRACKER RESISTANCE OF SUPPORTING PARTS OF
REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH CURVILINEAR PRE-STRESSED
REINFORCEMENT**

Журавський О.Д. к.т.н., доц., **Козак О.В.**, інж. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Журавский А.Д. к.т.н., доц., **Козак А.В.**, инж. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Zhuravskyi O.D., candidate of technical sciences, docent, **Kozak O.V.**, engineer (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Наведено результати експериментальних досліджень міцності та тріщиностійкості похилих перерізів приопорних ділянок залізобетонних балок з криволінійною попередньо-напруженою арматурою.

Приведены результаты экспериментальных исследований прочности и трещиностойкости наклонных сечений приопорных участков железобетонных балок с криволинейной предварительно-напряженной арматурой.

The results of experimental studies of the strength and crack resistance of inclined sections of the supporting parts of reinforced concrete beams with curvilinear pre-stressed reinforcement are presented.

Ключові слова:

Міцність, тріщиностійкість, похилі перерізи, пост-напруження.

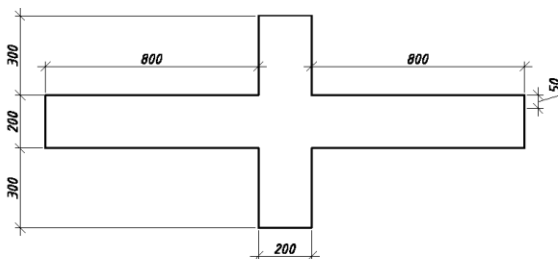
Прочность, трещиностойкость, наклонные сечения, пост-напряжения.

Strength, crack resistance, inclined sections, post-tensioning.

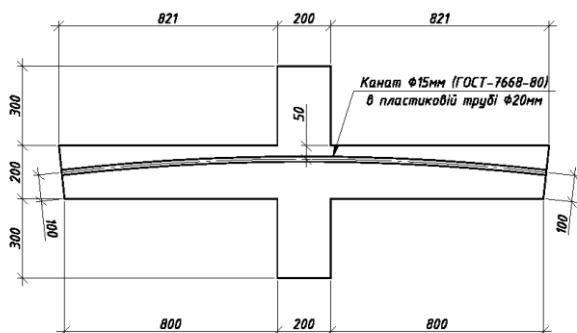
Напружена арматура без зчеплення з бетоном широко впроваджується при зведенні монолітних перекриттів цивільних та житлових будинків, паркінгів, складів та ін. Використання криволінійного армування забезпечує підвищену

стійкість на зріз, продавлювання та кручення, а також, завдяки розвантажувальному ефекту (реактивному тиску), що спричиняє зменшення прогинів і розкриття (або й взагалі уникнення) тріщин. Величина нахилу напруженої арматури має важливе значення при передачі зусиль з арматури на бетон.

Зразок КБ-3.1, 3.2



Зразок КБ-4.1, 4.2



Зразок КБ-5.1, 5.2

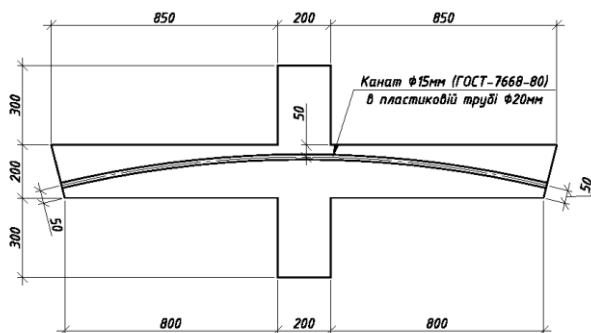


Рис. 1. Геометричні параметри (з розміщенням напруженої арматури) дослідних зразків

Для експериментальних досліджень було виготовлено три серії зразків монолітних залізобетонних проміжних вузлів (по два зразки в кожній серії). Геометричні параметри зразків із розміщенням напруженої арматури зображені на рис.1.

Армування усіх зразків ненапруженою арматурою було однаковим (рис. 2). Просторові каркаси утворені двома горизонтальними та двома вертикальними плоскими каркасами. Усі каркаси – зварні, виготовлені в заводських умовах. Для зразків серій КБ-4 та КБ-5 у якості напружуваної криволінійної арматури використовувались канати $\varnothing 15$ мм виготовлені за ГОСТ 7668-80. Канат поміщався в пластикову трубу $\varnothing 20$ мм, що влаштовувалася до бетонування. В зразках серій КБ-4 та КБ-5 кут нахилу канатів був різний (рис. 1).

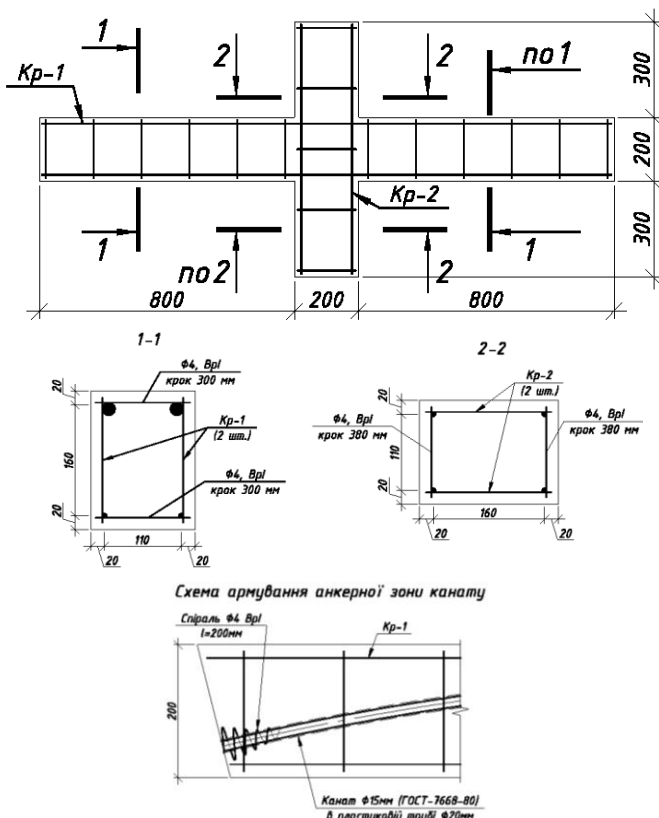


Рис. 2. Схема армування зразків не напружуваною та поперечною арматурою

Усі серії експериментальних зразків виготовлялись в заводських умовах із важкого бетону класу С25/30. Поздовжня верхня (робоча) арматура каркасів -

$\varnothing 20$ мм (А400С), конструктивна (нижня) - $\varnothing 6$ мм (А240С), поперечна арматура - $\varnothing 4$ мм (Вр-I) з кроком 150 мм.

Експериментальні дослідження залізобетонних зразків проходили в два етапи:

1. Натяг криволінійної арматури до розрахункового зусилля, що становило 63.765 кН (крім серії зразків КБ-3). Натяг забезпечувався гідравлічним домкратом та під час випробування постійно ним підтримувався.

2. Завантаження зразків поетапним завантаженням до їх руйнування по похилим перерізам. Навантаження на зразки прикладалось симетрично, з обох боків на відстані 700 мм від осі симетрії зразка (рис. 3, 4). Величина ступенів завантаження складала - 3.924 кН (400 кг).

Під час проведення експериментів вимірювалися деформації і напруження в стиснутій та розтягнутій зонах, прогини, а також зусилля в напружуваній арматурі. Схема розміщення вимірюваного обладнання зображена на рис. 3.

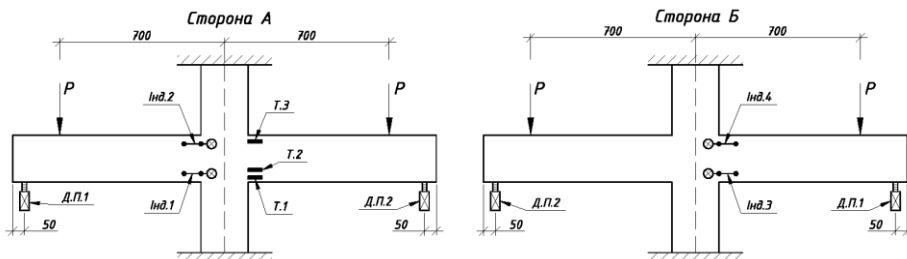


Рис. 3. Схема розміщення вимірюваного обладнання (Інд.1...4 – індикатори годинникового типу зі шкалою поділки 0,001 мм, встановлені на базі 50 мм; Т1...Т3 – тензорезистори з базою 50 мм; Д.П.1, 2 – датчики переміщень)



Рис. 4. Загальний вигляд випробувальної установки

Випробовування усіх зразків відбувалася до їх руйнування за поперечною силою. Слід зауважити, що поява перших похилих тріщин та руйнування зразків

різних серій відбувалось на різних ступенях навантаження. Характер руйнування зразків (по серіям) та значення максимальної поперечної сили при руйнуванні зображені на рис. 5.

При випробуванні зразків серії КБ-3, на 7-ій ступені навантаження (2,8 т на кожному домкраті) спостерігалась поява перших похилих тріщин (поз. 1, рис. 5, а), що з кожною ступеню росли та розширялися, в результаті чого при навантаженні 5,6 т (на кожному домкраті) відбулося руйнування зразка по критичній похилій тріщині (рис. 5, а), проекція якої на горизонтальну вісь зразка становить – 480 мм (близько 2,5d).

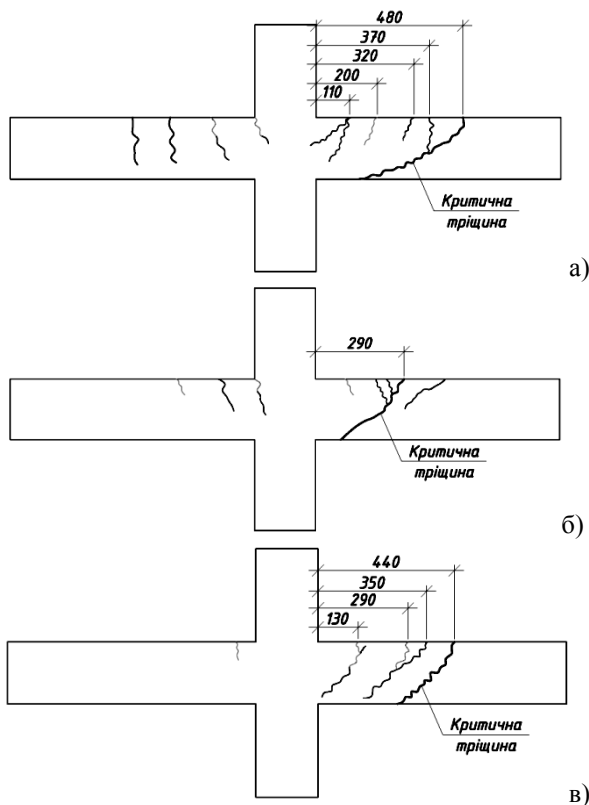


Рис. 5. Схема руйнування експериментальних зразків

Під час досліджень зразків серії КБ-4, в порівнянні із зразками серії КБ-3, спостерігалася дещо інша ситуація: поява першої похилої тріщини відбулася на 15-ій ступені навантаження (6,0 т на кожному домкраті), а уже на наступній ступені (6,4 т) відбулося руйнування зразка по цій же тріщині. Проекція критичної тріщини на горизонтальну вісь зразка становить – 290 мм (близько 1,5d, рис. 5, б).

Найбільш цікава картина спостерігалась при випробуванні зразків серії КБ-5. Поява першої похилої тріщини відбулась на 11-ій ступені навантаження (проекцією на горизонтальну вісь – 130 мм, рис. 5, в), що продовжувала свій розвиток до 16-ї ступені. При навантаженні 6,8 т (на кожному домкраті) відбулась поява 2-х інших похилих тріщин (проекціями на горизонтальну вісь 350 мм та 440 мм), які розвивались на подальших ступенях навантажень. Руйнування зразка відбулось при навантаженні в 7,6 т по крайній похилі тріщині із проекцією (на горизонтальну вісь зразка) 440 мм (близько 2,5d, рис. 5, в).

Слід зауважити, що несуча здатність зразків різних серій значно відрізняється одна від одної в залежності від наявності криволінійної попередньо напруженою арматури та кута її нахилу. Також спостерігається відмінність в тріщиноутворенні: поява тріщин в зразках із попереднім напруженням відбувалась на пізніших стадіях у порівнянні із зразками серії КБ-3.

Результати експериментальних дослідження вузлів монолітних нерозрізних балок (рам) підтвердили наявність впливу попереднього напруження (з натягом на бетон і без зчеплення з бетоном) на міцність похилих перерізів та тріщиностійкість залізобетонних елементів, а також відобразили їх залежність (несучої здатності за поперечною силою та тріщиностійкості) від кута нахилу криволінійної напружуваної арматури на бетон (без зчеплення з бетоном).

1. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. 2. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. 3. EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2: Design of concrete structures.-Part 1-1: General rules and rules for buildings. 4. ACI 318-95 Building Code Requirements for Structural Concrete. 5. Козак О.В., Журавський О.Д., Експериментально-теоретичні дослідження приопорних ділянок монолітних залізобетонних балок з криволінійною попередньо-напруженою арматурою // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник. –К., КНУБА, -Вип. 61., 2016, С. 392-401.

**РОЗРАХУНОК ПЛОСКИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ, ПІДСИЛЕНИХ
ЗОВНІШНЬОЮ НАПРУЖЕНОЮ АРМАТУРОЮ**

**РАСЧЕТ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ, УСИЛЕННЫХ
ВНЕШНЕЙ НАПРЕЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ**

**CALCULATION OF FLAT REINFORCED CONCRETE SLABS
STRENGTHENED WITH EXTERNAL STRESSED REINFORCEMENT**

Журавський О.Д. к.т.н., доц., **Тимошук В.А.** аспірант (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ).

Журавский А.Д. к.т.н., доц., **Тимошук В.А.** аспирант (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев).

Zhuravskiy O.D., candidate of technical sciences, docent, **Tymoshchuk V.A.**, postgraduate (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv).

Подано результати теоретичних досліджень розрахунку плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою, в лінійній та нелінійній постановці задач, виконано порівняння результатів двох варіантів розрахунку.

Представлены результаты теоретических исследований расчета плоских железобетонных плит, усиленных внешней напряженной арматурой, в линейной и нелинейной постановке задач, выполнено сравнение результатов двух вариантов расчета.

The results of theoretical investigations of the calculation of flat reinforced concrete slabs reinforced by external stressed reinforcement in linear and nonlinear formulation of problems are presented, and the results of two calculation variants are compared.

Ключові слова:

Підсилення, плоска залізобетонна плита, зовнішня арматура, деформації, міцність.

Усиление, плоская железобетонная плита, внешняя арматура, деформации, прочность.

Strengthening, flat reinforce concrete slab, external reinforcement, deformation, strength.

Стан питання та мета досліджень. В сучасному будівництві при влаштуванні монолітних залізобетонних плоских перекриттів часто виникають проблеми, які пов'язані з понаднормовими прогинами та появами тріщин. Вони можуть виникати як під час експлуатації, так і під час будівництва. До причин, що викликають надмірні прогини можна віднести: відхилення від технології виготовлення, помилки при проектуванні тощо. При великих прольотах монолітних плит (>6 м) рекомендують використовувати попередньо напружену арматуру. Для підсилення залізобетонних плоских плит можна використовувати зовнішню напружену арматуру, яку розташовують у двох напрямках.

Метою дослідження є проведення теоретичних розрахунків та експериментального підтвердження можливості підсилення плоских залізобетонних плит зовнішньою напруженою арматурою, та вплив такого підсилення на подальшу роботу плити під збільшеним навантаженням.

Моделювання підсилення плити напруженою арматурою здійснювалось з розташуванням її в розтягнутих зонах плити, тобто у приопорних зонах (біля колон) зверху, а в прольотах - знизу (рис.1). Для розрахунку застосовувався програмний комплекс ЛІРА. Було створено 4 розрахункових моделі: 1- лінійний розрахунок моделі без підсилення, 2 – лінійний розрахунок моделі з підсиленням прямою арматурою, 3 – нелінійний розрахунок моделі без підсилення, 4 – нелінійний розрахунок моделі з підсиленням. В подальшому планується виконати експериментальне дослідження та порівняння результату з теоретичним розрахунком.

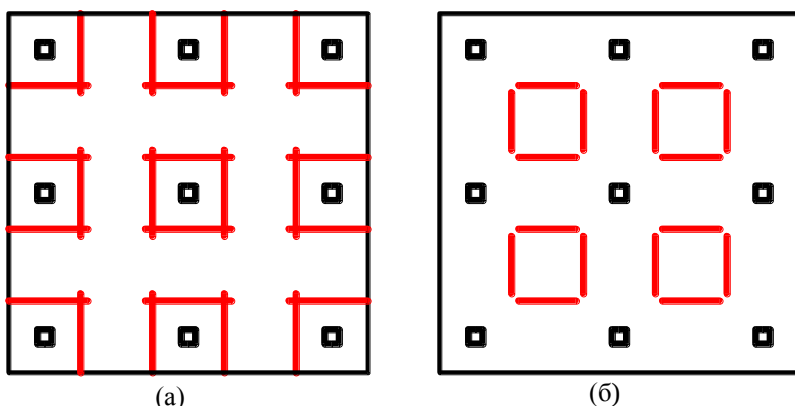


Рис. 1. Схема розташування зовнішньої арматури для підсилення плити:
а - по верхній грані плити, б – по нижній грані плити

Лінійний розрахунок плоских залізобетонних плит підсилених зовнішньою напруженою арматурою. Розмір плити 2,5×2,5 м. Консолі 0,25 м по периметру плити. Крок колон 1 м. Корисне навантаження на плиту складає 9,8 кН/м², бетон плити класу С40, товщина плити 2,5 см. В результаті лінійного

розрахунку отримані прогини плити та моменти M_x , M_y до та після підсилення (рис. 2...4).

Таблиця 1

Значення прогинів та моментів у плиті при лінійному розрахунку

	До підсилення	Після підсилення
Прогини, мм	-1.62	-1.2
Момент M_x , кНм/м (-)	-2.481	-2.308
Момент M_x , кНм/м (+)	0.645	0.477
Момент M_y , кНм/м (-)	-2.481	-2.308
Момент M_y , кНм/м (+)	0.645	0.477

Виходячи з наведених значень у таблиці 1, можна сказати, що прогини у плиті підсиленою зовнішньою арматурою зменшилися на 25,9%. Також зменшилися і моменти на опорах і в прольоті на 6,97% та 26,0% відповідно.

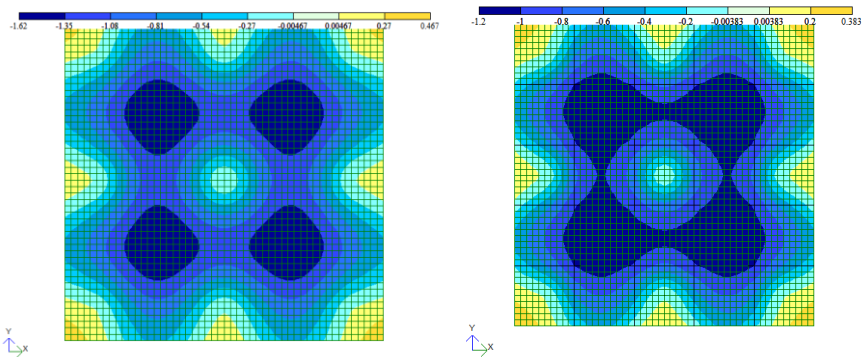


Рис. 2. Ізополя переміщень по осі Z , мм, до та після підсилення

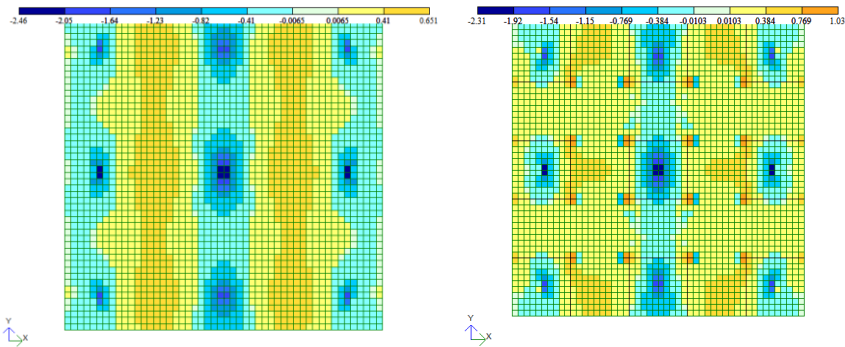


Рис. 3. Мозаїка моментів M_x , кНм/м, до та після підсилення

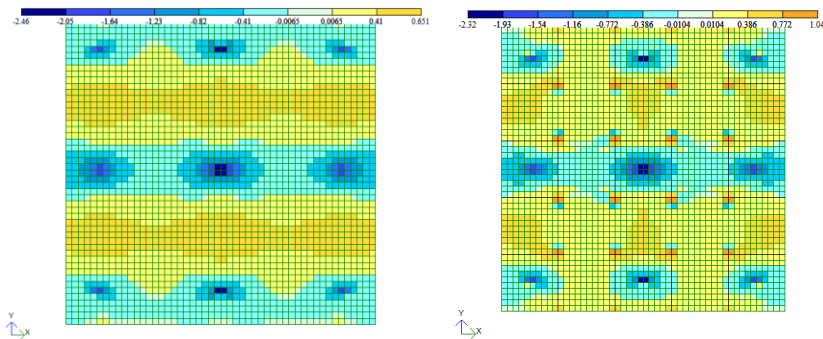


Рис. 4. Мозаїка моментів M_y , кНм/м, до та після підсилення

Нелінійний розрахунок плоских залізобетонних плит підсилених зовнішньою напруженою арматурою. Елементи плити задавалися скінченними елементами типу 241 – фізично нелінійним універсальним прямокутним SE оболонки. При заданні жорсткості було враховано фізичну нелінійність з врахуванням залежності σ - ϵ [1].

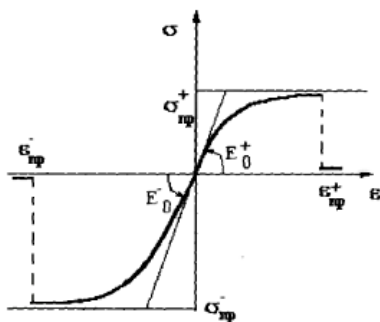


Рис. 5. Графік експоненціальної залежності для залізобетону

При проведенні нелінійного розрахунку плити було враховано повзучість бетону у віці 365 діб, таким чином значення отримані в результаті розрахунку є реальним відображенням роботи плити та зовнішньої арматури підсилення.

Корисне навантаження прикладене на плиту складає $9,8 \text{ кН/м}^2$, бетон плити класу С40, товщина плити 2,5 см.

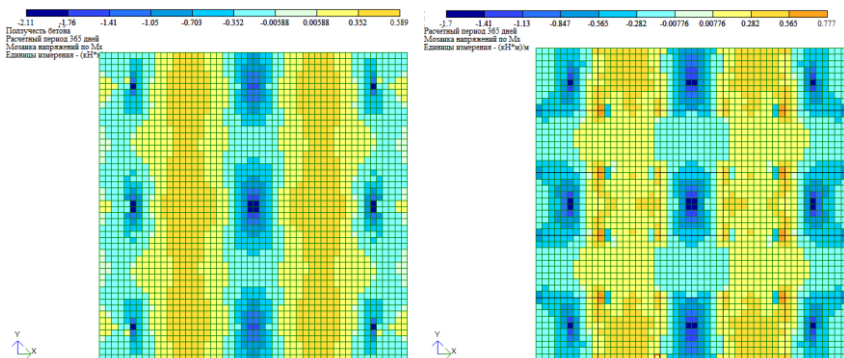
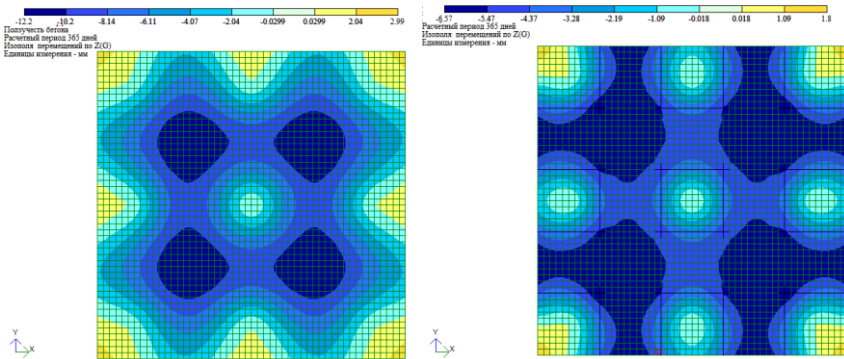
В результаті нелінійного розрахунку було отримано прогини плити та моменти M_x , M_y до та після підсилення (рис. 6...8).

Таблиця 2

Значення прогинів та моментів у плиті при нелінійному розрахунку

	До підсилення	Після підсилення
Прогини, мм	-12.2	-6.57
Момент M_x , кНм/м (-)	-1.927	-1.649
Момент M_x , кНм/м (+)	0.597	0.351
Момент M_y , кНм/м (-)	-1.927	-1.649
Момент M_y , кНм/м (+)	0.597	0.351

Виходячи з наведених значень у таблиці 2 можна сказати, що прогини у плиті підсиленою зовнішньою арматурою зменшилися на 46,15%. Також зменшилися і моменти на опорах і в прольоті на 14,43% та 41,2% відповідно.



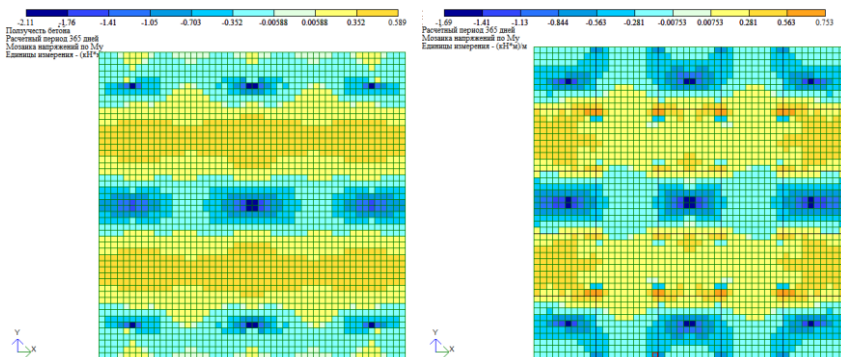


Рис. 8. Мозаїка моментів M_y , кНм/м, до та після підсилення

Висновки. Проаналізувавши дані таблиць 1 і 2, можна сказати, що модель з урахуванням нелінійності роботи матеріалу, показує пластичні деформації у бетоні, в той час як лінійний розрахунок показує тільки пружні.

Тому прогини при нелінійному розрахунку значно більші ніж при лінійному.

Для аналізу конструкцій перед підсиленням та розрахунку підсилення краще використовувати нелінійний метод розрахунку, так як він показує реальну роботу конструктивних залізобетонних елементів, і дозволяє отримати повну картину деформацій, напружень та руйнувань в елементі.

Список використаних джерел: 1. Лира 9.4. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие / [Е. Б. Стрелец-Стрелецкий, В. Е. Боговис, Ю. В. Гензерский та ін.]. – Київ: ФАКТ, 2008. – 164 с. 2. Железобетонные безбалочные бескапительные перекрытия для многоэтажных зданий / А.Д. Глуховский. – Москва, 1956. – 62с. 3. Портаев Д.В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. –М.: Издательство АСВ, 2011. -248 с. 4. Кишиневская Е. В. Усиление строительных конструкций с помощью постнапряженного железобетона. СПб.: Диссертация магистерская: 05.23.01 – 2009. 5. Post-tensioned concrete floors / Sami Kahn, Martin Williams.- Manchester: Hartnolls Limited, Bodmin, Cornwall, 2005.-312.

МІЦНІСТЬ І ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ЗГІНАЛЬНИЙ ЕЛЕМЕНТІВ З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА

STRENGTH AND CRACKER RESISTANCE OF BENDING ELEMENTS FROM HIGH-STRENGTH CONCRETE

Журавський О.Д. к.т.н., доц., **Куцик О.В.** аспірант (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ).

Журавский А.Д. к.т.н., доц., **Куцик Е.В.** аспирант (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев).

Zhuravskiy O.D., candidate of technical sciences, docent, **Kutsik O.V.**, postgraduate (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv).

Наведені результати експериментальних досліджень міцності та тріщиностійкості залізобетонних балок з високоміцного бетону та виконано порівняння їх з балками із звичайного бетону.

Приведенные результаты экспериментальных исследований прочности и трещиностойкости железобетонных балок из высокопрочного бетона и выполнено сравнение их с балками из обычного бетона.

The results of experimental studies of durability and crack resistance of reinforced concrete beams from high-strength concrete are presented and compared with ordinary concrete beams.

Ключові слова:

Міцність, тріщиностійкість, прогини, високоміцний бетон.

Прочность, трещиностойкость, прогибы, высокопрочный бетон.

Strength, crack resistance, deflection, high strength concrete.

Сучасне будівництво вимагає використання нових матеріалів для конструкцій будівель та споруд. Саме використання високоміцного бетону дає можливість зменшити перерізи конструктивних елементів і тим самим зменшити їх вагу, збільшити несучу здатність та прольоти конструкцій.

Для експериментальних досліджень було використано три серії зразків (по чотири балки в кожній серії). Балки довжиною 1200 мм та перерізом 100×50 мм армувались в розтягнутій зоні двома стежнями Ø12A400, а в стиснутій зоні

одним стержнем Ø5Вр-I (рис. 1). Поперечна арматура Ø5Вр-I, яка встановлена з кроком 50 мм в приопорних зонах довжиною 400 мм.

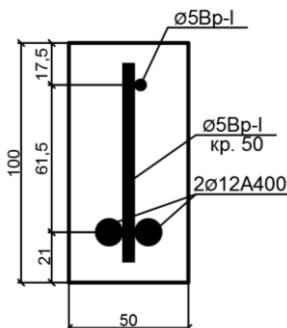


Рис. 1. Поперечний переріз дослідних балок

Зразки виготовлялись з бетону, до складу якого входять: гранітний щебінь (фракція 5...10 і 10...20 мм), кварцовий пісок (модуль крупності 0,95 мм), цемент марки М500, добавка метакаолін та гіперпластифікатор (STACHEMENT 2597), вода (В/Ц=0,32). Склад бетону кожної серії відрізняється кількістю цементу, метакаоліну та В/Ц 0,35. Характеристики бетону дослідних балок наведено в таблиці 1.

Таблиця 1

Характеристики бетону

Серія	Кубикова міцність $f_{ck,cube}$, МПа	Призмova міцність $f_{ck,prism}$, МПа	Початковий модуль пружності $E_c \times 10^{-3}$, МПа
Б-I	31,45	22,86	26,47
Б-II	79,50	71,14	37,42
Б-III	85,05	79,51	42,83

Балки опирались на дві опори з прольотом 1000 мм та завантажувались двома зосередженими силами, які розташовані на відстані 333 мм від опор (рис. 2 та 3). На кожній ступені завантаження вимірювались прогини балки за допомогою індикатора годинникового типу I-1 з ціною поділки 0,01 мм. Деформації бетону в стиснутій та розтягнутій зонах вимірювались індикаторами годинникового типу I-2...I-5 ціною поділки 0,001 мм на базі 200 мм та тензорезисторами Т-5...Т-14 на базі 50 мм. Деформації арматурних стержнів вимірювались тензорезисторами Т-1...Т-4 на базі 20 мм. Ширину розкриття тріщин вимірювали за допомогою мікроскопа Бріньєля з ціною поділки 0,05 мм. Навантаження прикладалось за допомогою гідравлічного домкрата через

систему тяжів та траверс, а значення сили F_1 визначалась за допомогою динамометра камер тонного типу, який був встановлений на одній з опор (рис. 2 та 3).

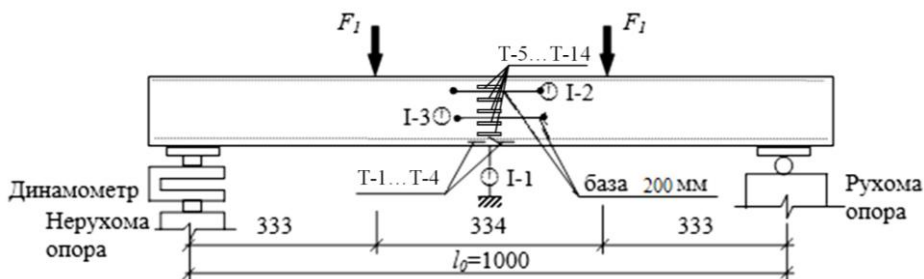


Рис. 2. Схема випробування дослідних балок



Рис. 3. Стенд для випробування дослідних балок

В результаті випробування дослідних балок отримані значення навантажень $F_{ср,1}$, при яких з'явилися нормальні тріщини та навантажень $F_{у,1}$, при яких зруйнувались балки. Значення цих навантажень для кожної балки та середнє їх значення для кожної серії наведені в таблиці 2.

Таблиця 2

Результати експериментальних досліджень балок

Серія	Марка балки	Навантаження появи тріщин $F_{ср,1}$, кН		Руйнуюче навантаження $F_{у,1}$, кН	
		одного зразка	середнє	одного зразка	середнє
Б-I	Б-I-1	8,1	7,3	13,5	10,75
	Б-I-2	6,0		10,0	
	Б-I-3	6,2		10,0	
	Б-I-4	8,9		9,5	
Б-II	Б-II-1	6,7	6,4	11,5	11,05
	Б-II-2	6,0		11,0	
	Б-II-3	6,1		10,8	
	Б-II-4	6,8		10,9	
Б-III	Б-III-1	4,6	5,1	11,5	13,03
	Б-III-2	5,1		13,5	
	Б-III-3	5,9		12,9	
	Б-III-4	4,8		14,2	

Аналіз результатів випробувань показав, що тріщини в балках з високоміцного бетону (серія Б-III) з'явилися раніше ніж в балках серії Б-II та Б-I, тобто в середньому при $F_{ср,1}=5,1$ кН. Це на 19,6% менше від тріщиностійкості балок серії Б-II ($F_{ср,1}=6,4$ кН) та на 31,0% менше від тріщиностійкості балок серії Б-I ($F_{ср,1}=7,3$ кН).

Аналіз руйнуючих навантажень показав зовсім протилежні значення найменші значення були в балках серії Б-I, тобто $F_{у,1}=10,75$ кН. Це на 2,7% менше від міцності балок серії Б-II ($F_{у,1}=11,05$ кН) та на 17,5% менше від міцності балок серії Б-III ($F_{у,1}=13,03$ кН).

Загальний вигляд балок після випробування та характер тріщиноутворень показано на рис. 4...6. Тріщиноутворення та характер руйнування балок серії Б-I відбувалось за звичайною схемою – виникнення нормальних тріщин в розтягнутій зоні перерізу, їх розвиток при збільшенні навантаження, руйнування балок внаслідок досягнення деформацій текучості розтягнутої арматури та руйнування стиснутої зони бетону (рис. 4). Руйнування мали пластичний характер. Тріщиноутворення та руйнування балок серій Б-II та Б-III мали дещо інший характер (рис. 5, 6). Виникнення тріщин почалось раніше ніж в балках серії Б-I. Однак їх розвиток та розкриття не був таким інтенсивним як в балках

серії Б-I. При руйнуванні балок висота стиснутої зони була значно більшою ніж в балках серії Б-I. При чому викали горизонтальні тріщини, які розділяли розтягнуту та стиснуту зони бетону.

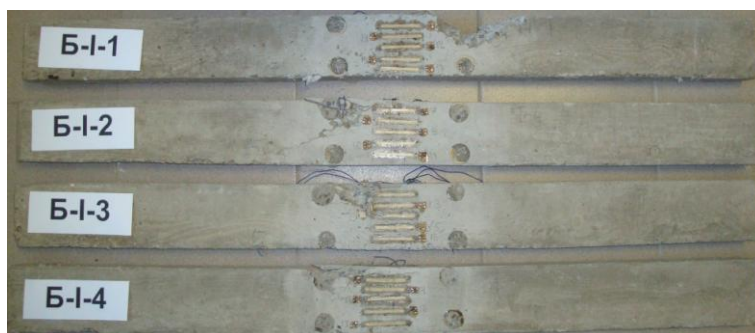


Рис. 4. Балки серії Б-I після випробування

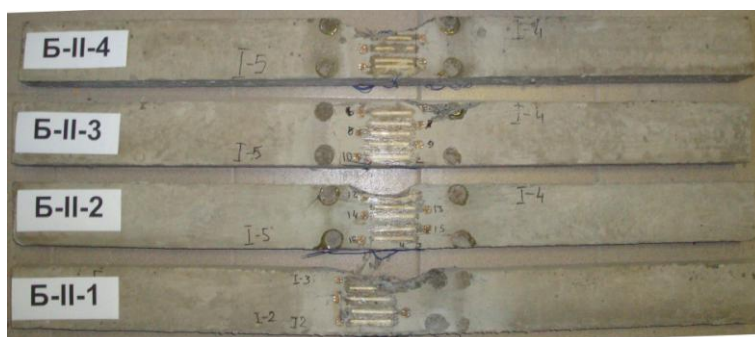


Рис. 5. Балки серії Б-II після випробування



Рис. 6. Балки серії Б-III після випробування

Виконані експериментальні дослідження залізобетонних балок з високоміцного та звичайного бетонів показали деякі відмінності їхньої роботи при поперечному згині. Це дасть змогу удосконалити методику розрахунку згинальних залізобетонних елементів з високоміцного бетону.

1. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон // М.: Стройиздат, 1971. –196 с. **2.** ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. **3.** ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. **4.** EN 1992-1-1-2004: Eurocode 2: Design of concrete structures.-Part 1-1: General rules and rules for buildings. **5.** ACI 318-95 Building Code Requirements for Structural Concrete. **6.** Куцик О.В., Журавський О.Д., Аналіз використання високоміцного бетону у сучасному будівництві // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник. –К., КНУБА, -Вип. 61., 2016, С.444-449.

ЗМІСТ

Дехтяр А.С	Несна здатність просторових пластинчатих конструкцій.....	3
Демчина Б.Г., Фамуляк Ю.Є.	Застосування гнучкого армування органічного походження в згинаних комплексних елементах з ніздрюватих бетонів.....	8
Попов В. О. Войцехівський О.В.	Рациональні методи підсилення просторового каркасу кіноконцертного залу «райдуга» в умовах збільшення навантаження.....	15
Клімов Ю.А	Теплова зварювальність арматури класу А500С..	22
Демчина Б.Г. Сурмай М.І. Шидловський Я.М.	Дослідження дерев'яної арки таврового перерізу на металозубчастих пластинах.....	28
Білик С.І. Лавриненко Л.І. Альтаїє Н. Салієнко В.І.	Порівняння о місцевої стійкості стінок двотаврових балок за ДБН в.2.6-198-2014 і єврокодом 3 (ДСТУ-Н б EN 1993-1-1:2010) при пружній роботі сталі.....	36
Масюк Г. Х. Масюк В. Г.	Розрахунок за несучою здатністю позacentрово стиснутих колон за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами у відповідності нових норм.....	48
Коваль П.М. Стоянович С.В.	Використання композитних плит як незнімної опалубки при бетонуванні плити проїзної частини мостів.....	55
Гетун Г.В. Товбич В.В. Михальченко С.В. Кисіль О.В.	Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення стаціонарних автоматизованих вогневих пунктів..	63
Гомон С.С. Павлюк А.П.	Жорсткість балок з клеєної деревини в умовах косого згину.....	69
Валовой О.І. Возіан І.О. Валовой М.О.	Методика виготовлення та експериментальне дослідження залізобетонних балок з подальшим підсиленням їх клейовими сумішами.....	75

Хохлін Д.О.	Загальні положення розрахунку та захисту будівель при можливій сумісній дії сейсмічних навантажень та значних нерівномірних деформацій основи.....	82
Барабаш М.С. Гензерский Ю.В. Пікуль А.В. Башинська О.Ю.	Методы численного моделирования композитных материалов и конструкций в пк «лира-сапр».....	90
Валовой О.І. Єрьоменко О.Ю. Валовой М.О.	Оцінка зчеплення композитів з поверхнею конструкцій за умови впливу підвищених температур.....	99
Чирва Т.Л. Чирва В.М. Савченко А.А. Новікова Ю.В. Рижих О.О.	Оцінка технічного стану і розробка способу посилення залізничного шляхопроводу в м. Запоріжжя.....	106
Афанасьєва Л.В. Діденко Д.В.	Використання залізобетонних конструкцій у фортифікаційних спорудах.....	112
Лисюк С. А., Шеремета О. В.	Стан питання та пропозиції щодо дослідження впливу відносної вологості деревини на міцність та деформативність нагельних з'єднань.....	118
Коваль М.П.	Експериментально-аналітичне визначення коефіцієнту умов роботи профільованого настилу н80а із болтовим опорним анкеруванням у монолітних залізобетонних плитах.....	127
Сморкалов Д.В.	Дослідження прогинів плит, опертих по контуру..	136
Скорук Л.М.	Величина вмісту арматури у бетоні монолітних конструкцій.....	144
Колякова В.М., Божинський М.О.	Розрахунково-теоретичні дослідження розподілу температури в перерізі залізобетонної конструкції східчастих складок.....	149
Кріпак В.Д., Дробаха О.К.	Реконструкція житлового будинку з надбудовою з використанням зовнішнього металевого каркасу.....	158

Скорук Л.М. Полтавченко Р.В.	Підсилення залізобетонних балок композитними матеріалами при розрахунку міцності похилих перерізів.....	166
Підлуцький В.Л. Гаврилюк О.В.	Визначення та порівняння несучої здатності паль в пісках середньої крупності.....	173
Горобець А.М. Журавський О.Д.	Міцність та тріщиностійкість двохосно попередньо-напружених сталевібробетонних плит при поперечному згині.....	181
Козак О.В. Журавський О.Д.	Міцність і тріщиностійкість приопорних ділянок залізобетонних балок з криволінійною попередньо-напруженою арматурою.....	187
Тимошук В.А. Журавський О.Д.	Розрахунок плоских з/б плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою.....	193
Куцик О.В. Журавський О.Д.	Міцність і тріщиностійкість згинальний елементів з високоміцного бетону.....	199

Наукове видання

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 1

Редактор О.Д.Журавський

Свідectво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації в Державному комітеті інформаційної політики України (серія КВ № 22149-12049Р від 23 травня 2016 року.).

Комп'ютерне верстання В.М. Колякова

Підписано до друку 31.03.2017. Формат 60 x 84 ¹/₁₆.

Ум. друк, арк.12,67. Обл.-вид. арк. 13,00.

Тираж 100 прим. Вид. № 35/1-12 . Зам. № 8

КНУБА, Повітрофлотський проспект, 31, Київ, Україна, 03680

E-mail: red-isdat@knubaedu.ua

Надруковано в редакційно-видавничому відділі

Київського національного університету будівництва і архітектури

Свідectво про внесення до Державного реєстру суб'єктів Видавничої справи ДК
№ 808 від 13.02.2002 р.