

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 5

Київ – КНУБА – 2019

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 5 .

Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2019. 52 с. DOI:10.32347/2522-4182.5.2019

UKR / 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 будівельнонапряму. Видання здійснює публікації за спеціальностями :

192 Будівництво та цивільна інженерія

132 Матеріалознавство

194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології

Collection of scientific articles «Building Constructions. Theory and practice». Issue 5.

Chief editor O. Zhuravskiy. K. : KNUCA, 2019. 52 p. DOI:10.32347/2522-4182.5.2019

ENG / This compilation «Building Constructions. Theory and practice» includes results of scientific researches of building constructions, methods of calculation of building constructions, usage of new advanced materials in building constructions, methods of building constructions of buildings.

Collection is intend for reseachers, specialists of design organizations and production enterprises of construction industry, high school teachers, post - graduate students etc.

Редакційна колегія

Журавський О.Д., к.т.н., доцент – головний редактор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Азізов Т.Н.**, д.т.н., професор (Уманський державний педагогічний університет ім.П.Тичини); **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); **Барабаш М.С.**, д.т.н., доцент (Національний авіаційний університет); **Білик С.І.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Давиденко О.І.**, д.т.н., професор (Національний університет біоресурсів і природокористування України); **Клімов Ю.А.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури); **Кріпак В.Д.**, к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Колякова В.М.**, к.т.н., доцент – відповідальний секретар (Київський національний університет будівництва і 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); **Стемберк П.**, к.т.н., професор (Чеський технічний університет, м. Прага); **Чернишев Д.О.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Шмуклер В.С.**, д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова).

Рекомендовано до видання вченою
радою Київського національного
університету будівництва і архітектури, протокол №23
від 31 травня 2019 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 23 of 22.05.2019

Адреса редакції: к. 104, 114, КНУБА, Повітрофлотський проспект, 31, м. Київ, , 03037,
телефон редакції: (044) 241-55-04, (044)245-48-42

Editorial Office address: off 104, 114, KNUCA, Pvitroflotskyi ave., 31, Kyiv, Ukraine, 03037,
editorial phone: (044) 241-55-04, (044)245-48-42

ЗМІСТ

Денис Чернишев, Максим Дружинін, Ганна Шпакова Застосування методу скінченних елементів в практиці організаційно-технологічного моделювання девелоперських проектів.....	4
Денис Хохлін Розвиток системи категорій технічного стану будівель і споруд та їх конструкцій	8
Володимир Кріпак, Віра Колякова, Валентин Скопец Методи розрахунку залізобетонних монолітних перекриттів з порожнистими вкладишами	15
Денис Михайловський, Андрій Комар Аналіз існуючих методик розрахунку панелей з перехресно-клеєної деревини за другим граничним станом.....	24
Олександр Козак Розрахунок вузлів монолітних рам з напружуваною арматурою на бетон в розрахунковому комплексі «ЛІРА-САПР».....	32
Олександр Журавський; Владислав Тимошук; Дмитро Журавський Проект бетонної каное, армованої композитною арматурою.....	39
Володимир Кріпак; Роман Антонов Експериментальні дослідження багато порожнистих монолітних плит перекриття..	45

Застосування методу скінченних елементів в практиці організаційно-технологічного моделювання девелоперських проектів

Денис Чернишев¹, Максим Дружинін², Ганна Шпакова³

^{1,2,3}Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹denis01011978@ukr.net, orcid.org/0000-0002-1946-9242

²0631962117m@gmail.com, orcid.org/0000-0003-1821-1968

³Shpakova.a@gmail.com, orcid.org/0000-0003-2124-0815

DOI: 10.32347/2522-4182.5.2019.4-7

Анотація. Статтю присвячено обґрунтуванню змісту та регламенту організаційно-технологічних заходів забезпечення біосферосумісного будівництва та екологічно-інженерного захисту територій морського та річкового узбережжя при їх забудові, з врахуванням особливостей механічних, гідродинамічних та сейсмічних властивостей ґрунтів.

Ключові слова: біосферосумісне будівництво, зсувонебезпечність територій, організаційно-технологічна надійність

Вступ. Донедавна основним завданням будівництва було створення штучного середовища, що забезпечує умови життєдіяльності людини. Навколишнє середовище розглядалася лише з точки зору необхідності захисту від її негативних впливів на створюване штучне середовище. Захист берегів від розмиву і, пов'язаного з ним, зсувного руйнування берегових територій – найгостріша соціально-економічна та екологічна проблема, що стримує освоєння рекреаційних та інших ресурсів прибережної смуги України.

Основними причинами недосконалості діяльності в галузі захисту морського узбережжя є: недостатня вивченість природних берегоформуючих процесів та недосконалість засобів спостереження за ними; здійснення робіт щодо захисту морського узбережжя без достатнього наукового обґрунтування; недостатнє врахування закономірностей природних процесів у прибережній смузі моря при формуванні складу проектних рішень; некомплексність ведення робіт та незавершеність формування берегозахисних та берегорегулюючих споруд у локальних комплексах, що повністю охоплюють берегові природні системи, в яких існує високий рівень взаємозв'язків природних процесів, що не забезпечувало їх проектну ефективність.



Денис Чернишев

Перший проректор,
професор кафедри водопостачання та водовідведення
д.т.н., доцент



Максим Дружинін

доцент кафедри будівництва та інформаційних технологій ІНО
к.т.н.



Ганна Шпакова

доцент кафедри будівельних технологій
к.т.н., доцент

Для укріплення берегової лінії необхідно виконати розрахунки, згідно яких розроблено ряд заходів по укріпленню пляжної зони. Так як в теперішній час надзвичайно актуальним є збереження природних ресурсів та екологічність технологій що використовуються в будівництві, матеріалом для цього виду робіт було обрано габійні конструкції різних типів. А саме – габійні коробчастого типу, та габійні матраси типу «Рено» (див рис.1)

Габійні матраци – це об'ємні габійні конструкції з сітки подвійного кручення. Вони мають невелику висоту і велику площу покриття, вони так само, як і коробчасті габійні діафрагмами діляться на секції з інтервалом 1 м по довжині а кромки панелей підсилені дротом більшого діаметру.

В умовах влаштування захисту слабкої нестабільної основи ця властивість є надзвичайно важливою. Також, укріплення виконується в пляжній зоні, де важливим є збереження ландшафту та рослинності, що притаманна саме цій

місцевості. Габіони пропускають крізь себе воду та осадки не руйнуючи цілісність та є природними будівельними блоками що не перешкоджають росту рослинності трав'яного покриву, що робить їх натуральними та екологічними спорудами. З часом простір між камінням заповнюється пилом, мулом та брудом, що сприяє розвитку рослин, тому зливаючись з природним середовищем габіони перетворюються на частину природного ландшафту. Крім того, акумуляція частинок ґрунту сприяє збільшенню міцнісних властивостей споруди, що виконує роль в'язучого.



Рис.1. Схема габіонного матрацу типу «Рено»
Fig.1. Scheme of the Gabion mattress type "Renault"

Для аналізу та розрахунку схилу був використаний метод скінченних елементів (МСЕ), який в теперішній час визнаний як загальний метод вирішення широкого кола задач. Він реалізований у великій кількості розрахункових програм, якими користуються як науковці так і інженери в повсякденному житті для вирішення конкретних задач [1-4]. Суть МСЕ полягає в апроксимації суцільного середовища з нескінченно великим числом ступенів вільності сукупністю підобластей, що мають скінченне число ступенів вільності. Між цими елементами встановлюється взаємозв'язок. Для задач, що використані для моделювання ґрунтового масиву використані співвідношення у формі переміщень. У межах кожного елемента задаються функції, так звані функції форми, які визначають переміщення у внутрішній області елемента по переміщенням у вузлах. Невідомими МСЕ є можливі і незалежні переміщення у вузлах скінченно-елементної моделі.

Основним підходом цього методу є припущення, що шуканий параметр досліджуваного фізичного явища представляється в формі деякої глобальної функції $u(x, y, z)$, що розповсюджена по всьому об'єму неперервної ділянки

середовища або деякої області Ξ . Така функція відтворюється частинами в кожному окремому фрагменті ділянки Ξ . Крім того, для рішення задачі, ділянку досліджень необхідно попередньо розбити на елементарні ділянки (фрагменти) з врахуванням наступних критеріїв: геометрія досліджуваної ділянки, особливостей фізичного процесу, що протікає та критерію точності шуканого результату. Елементарні фрагменти, в межах яких і здійснюється локальний пошук шуканої функції з допомогою функцій форм, називають скінченними елементами. Функції форм будуються на основі інтерполяційних поліномів, що використовуються для пошуку значень шуканої функції в обраних точках досліджуваної ділянки.

В результаті аналізу розрахункових комплексів, для проведення розрахунків був прийнятий програмний комплекс «Plaxis». Оскільки розрахунки проводились з врахуванням конструктивної та фізичної нелінійності, було прийнято спрощення розрахункової схеми до плоскої постановки. В свою чергу таке спрощення, хоч і дозволяє отримати коректні результати в межах досліджуваної ділянки, проте вимагає обережного підходу до вибору жорсткісних параметрів захисних конструкцій, оскільки моделювання відбувається в межах ділянки, що має розмір в напрямку осі Y 1.0 м. Таким чином розрахунковий комплекс сприймає жорсткість окремих елементів захисних конструкцій, наприклад ґрунтових анкерів чи елементів огороження, як суцільну конструкції, без врахування відстані в плані між ними.

Враховуючи все вище сказане жорсткість кожного ряду ґрунтових анкерів та залізобетонних елементів огороження – збірних залізобетонних плит по Серії 3.505.1-15 були приведені до жорсткості суцільних конструкцій круглого та прямокутного перерізу з постійною приведеною шириною b^* чи діаметром r^* . Приведена на 1 п.м. захисної конструкції площа поперечного перерізу ґрунтового анкера чи плит огороження складає:

$$S' = S / k, \quad (1)$$

де: S – площа одного конструктивного елемента, k – крок елементів в ряду.

Приведений модуль деформації елемента конструкцій складає:

$$E' = \frac{E \cdot \pi \cdot a}{\sqrt{12} \cdot k}. \quad (2)$$

Тут: E – модуль деформації бетону, a – поперечний розмір елемента захисної конструкції. Остаточні параметри жорсткості на згин та

осьовий стиск, необхідні для розрахунку, складатимуть:

$$EI = \frac{E' \cdot a'^3}{12} \quad (3)$$

$$ES = E' \cdot a' \cdot 1 \quad (4)$$

Значення отримані у виразах (3) та (4) використовуються в якості жорсткісних характеристик самої конструкції, тому суттєвим чином впливають на загальне переміщення елементів розрахункової схеми (конструкції).

Система передбачає можливість виокремлення окремих інженерно-геологічних елементів (ПЕ) за даними інженерно-геологічних вишукувань майданчика. Ця система орієнтована на автоматичне визначення змінного модуля пружності на кожній стадії зведення. У відповідності з цією моделлю по всьому масиву визначаються значення нормальних та дотичних напружень.

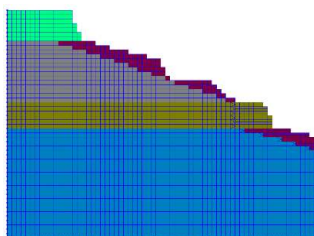
За допомогою цього розрахункового комплексу реалізовано розрахунок стійкості схилу при зміні характеристик окремих шарів ґрунту, у зв'язку з накопиченням вологи, що призводить до зміни міцнісних та деформативних характеристик ґрунту.

Розрахунки стійкості схилу проводились у 7 етапів (рис. 2).

Подібний розрахунок можливий завдяки реалізованому поетапному навантаженню чи розвантаженню, монтажу та демонтажу елементів схеми. Тобто реалізоване моделювання нелінійних навантажень.

В постановці були змодельовані наступні етапи: (рис.2)

Етап 1
ґрунтовий масив



Етап 2-3
Зміна характеристик ґрунту через зміну гідрогеологічного режиму

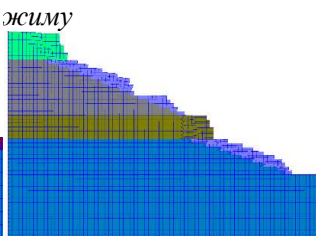


Рис. 2. Етапи розрахунку стійкості схилу (1-3)

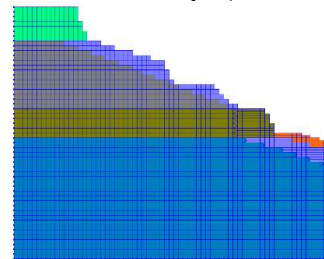
Fig. 2 Steps for calculating slope stability (1-3)

Перший етап це - моделювання СЕМ схилу, та визначення напружено-деформованого стану ґрунтового масиву.

На 2-ому та 3-ьому етапах змодельоване поступове погіршення фізико-механічних характеристик внаслідок впливу підвищення рівня ґрунтових вод. Перед початком цього етапу

необхідно обнулити переміщення визначені на попередньому етапі.

Етап 4-6
Встановлення габійонних матраців



Етап 7
Встановлення коробчастих габійонів

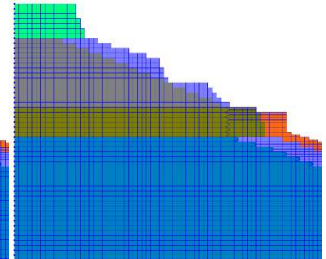


Рис. 2. Етапи розрахунку стійкості схилу(4-7)

Fig. 2 Steps for calculating slope stability(4-7)

Потім на протязі 4 – 6 етапів відбувається встановлення габійонних матраців.

На 7-ьомому етапі встановлюються габійони на рівні ПЕ-3 з метою припинення подальшого руйнування вапняку.

Габійонні матраци, використані для закріплення берегової лінії так як через свої властивості можуть бути встановлені під водою, що зменшує руйнування берегових виступів під дією штормових хвиль. Через особливості конструкції габійонні матраци можуть витримати значні деформуючі навантаження без розриву.

Таким чином, укріплення берегової зони розроблене з врахуванням властивостей такого типу відкосів, а саме - берегові відкоси можна умовно поділити на три частини – підводна зона, зона змінного режиму та незатоплювана зона. Наявність цих зон зумовлює використання різних матеріалів та методів укріплення узбережжя.

Морське узбережжя Чорного і Азовського морів займає значну частину південного кордону України. Воно охоплює п'ять адміністративних одиниць - Донецьку, Запорізьку, Херсонську, Миколаївську та Одеську області, а також Автономну Республіку Крим. Загальна довжина берегової лінії перевищує 3000 км. Окрім цього значну частину території займають береги штучних морів Київського, Канівського, Кременчуцького, Дніпродзержинського, Каховського водосховищ.

Аналіз вітчизняних [5-7] та закордонних літературних джерел [8-9] показує, що на сучасному етапі розвитку науки і техніки недостатньо мати лише кількісну оцінку процесу деформування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, а треба ще мати якісний прогноз розвитку небезпечних геодинамічних процесів. Крім цього, особливу увагу приділяється застосуванню екологічних систем інже-

нерного захисту прибережних територій шляхом використання конструкцій та превентивних заходів із забезпечення стабільності узбережжя.

У розв'язанні цих питань велике значення мають сучасні теоретичні розробки з регулювання берегових процесів, моделювання напружено-деформованого стану морського узбережжя, застосуванню енергоефективного інженерного захисту та ін.

ЛІТЕРАТУРА

1. Августі Г., Баратта А., Кашіати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с. 49
2. Адлер Ю. П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Ю. П. Адлер, Е. В. Маркова, Ю. В. Грановский. М.: Наука, 1976. – 280 с. 44
3. Баладинский В.Л. и др. Механизация земляных работ. – К.: Укрвузполиграф, 1992. – 180 с. 88
4. Барлоу Р. Математическая теория надежности / Р. Барлоу, Ф. Прошан. – М.: Сов. радио, 1962. – 312 с. 10
5. Баженов В.А., Дехтярюк Є.С. Ворона Ю.В. Динаміка споруд. – К.: ПАТ Віпол, 2012. – 342 с. 52
6. Баженов В.А., Дехтярюк Є.С. Імовірнісні методи розрахунку конструкцій. Випадкові коливання пружних систем. – К.: КНУБА, 2005. – 420 с. 50
7. Баженов В.А., Лук'янченко О.О., Костіна О.В., Герашченко О.В. Вплив навантаження на частоти власних коливань складної оболонкової конструкції// Опір матеріалів та теорія споруд. К.: КНУБА, 2013. – Вип.91. – С.49-58. 54.
8. Бережный А. Ю. Зависимость комплексного показателя экологической нагрузки от организационно-технологических решений при оценке воздействия строительства на окружающую среду : автореф. дисс. на соиск. науч. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.19 «Экологическая безопасность строительства и городского хозяйства» / А. Ю Бережный. – М., 2012. – 22 с. 59
9. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1982. –351 с.
2. Yu. Adler, Experimental planning for optimal conditions / Yu. Adler, E. Markova, Yu. Granovskii. M.: Science, 1976. – 280 p. 44
3. Baladinsky V. Mechanization of earthworks. - K. : Ukrvizpoligraf, 1992. - 180 p. 88
4. Barlow R. Mathematical theory of reliability / R. Barlow, F. Prochan. - M. : Owl. Radio, 1962. - 312 p. 10
5. V. Bazhenov, E. Dehtyaryuk. Crow Yu. Dynamics of structures. - K. : PJSC Vipol, 2012. - 342 p. 52
6. V. Bazhenov, E. Dehtyaryuk. Probabilistic methods for calculating structures. Random oscillations of elastic systems. - K. : KNUBA, 2005. - 420 p. 50
7. V. Bazhenov, O. Lukyanchenko, O. Kostina. Gerashchenko O. Influence of loading on self-oscillation frequencies of complex shell construction // Material resistance and structure theory. K. : KNUBA, 2013. □ Issue 91. □ C.49-58. 54.
8. Bereznyy A. Dependence of a complex indicator of ecological load on organizational and technological solutions in the assessment of the impact of construction on the environment: author. diss. on the niple. scientific degrees of Cand. tech. Sciences: Special. 05.23.19 "Ecological safety of construction and urban economy" / A. Yu Bereznyy. - M., 2012. - 22 p. 59
9. Bolotin V. Methods of probability theory and reliability theory in structure calculations. M.: Stroizdat, 1982. –351 p.

The application of a method of a little element in the practice of organizational-technological modeling development projects

*Denys Chernyshev, Maksym Druzhinin
Ganna Shpakova*

Abstract. The article is devoted to the substantiation of the content and regulation of organizational and technological measures to ensure biosferous construction and ecological and engineering protection of marine and river coastal areas during their development, taking into account the peculiarities of mechanical, hydrodynamic and seismic properties of soils. the method of modeling the stress-deformed state of the system "soil massive-holding engineering structures" under the influence of geodynamic loads is proposed and implemented, which allows taking into account the change in the parameters of organizational and technological reliability of construction in the local zones of the territories of the sea and river coasts. Methodical and applied recommendations for organization of effective mechanism of counteraction to destruction of landslide areas are given.

Keywords: biosfere-compatible construction, landslide danger, organizational and technological reliability

REFERENCES

1. Augusti G., Baratta A., Kashiati F. Probabilistic methods in construction design. - M. : Stroyizdat, 1988. - 584 p. 49

Розвиток системи категорій технічного стану будівель і споруд та їх конструкцій

Денис Хохлін

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
den_a_khokh@meta.ua, orcid.org/0000-0002-0128-8515

DOI: 10.32347/2522-4182.5.2019.8-14

Анотація. В даний час в Україні передбачено використання 4-х категорій технічного стану будівель і споруд та їх частин, за виключенням, транспортних споруд, для яких використовують 5 категорій. Але при цьому 2 та 3 категорії технічного стану для транспортних споруд добре узгоджуються з 2 категорією для 4-хбальної системи. Слід відмітити, що різноманітних джерелах наявні також інші приклади використання 5-ти категорій технічного стану замість 4-х, що свідчить про проблематичність детального покриття всіх випадків та особливостей технічного стану лише 4-ма категоріями.

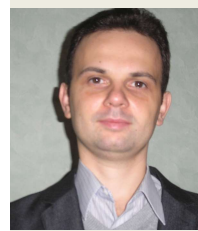
В будівельній практиці можливо знайти досить випадків, коли будівля(споруда) або її елемент фактично знаходиться у проміжному стані між базовими 4-ма категоріями, наприклад, маючи близькі до межі значення характеристик (деформацій, несучої здатності тощо), або помітну негативну динаміку погіршення стану з переходом у гіршу категорію у короткостроковий період. Таким чином, ефективним є розглянути потенційне введення додаткових проміжних категорій технічного стану.

В статті запропонований розвиток існуючої в Україні системи категорій технічного стану будівельних конструкцій та будівель і споруд в цілому шляхом збільшення їх кількості для підвищення ефективності та прозорості результатів обстежень.

Ключові слова. Будівля, конструкція, обстеження, технічний стан, категорія.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Не дивлячись на наявність в Україні ряду нормативних документів, стандартів та рекомендаційних джерел у сфері обстеження й оцінки технічного стану, які узагальнено розглянуті автором у [1], на даний час відсутня єдина прийнята та достатньо деталізована система категорій технічного стану будівель і споруд та



Хохлін Денис
доцент кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій
к.т.н., с.н.с.

їх частин(елементів). Така система має бути зручним інструментом оцінки технічного стану, якій добре зрозумілий всім сторонам даного процесу та є ефективним з точки прийняття відповідних заходів з експлуатації, відновлення та реконструкції будівель і споруд.

Отже, метою дослідження є розробка удосконаленої та більш детальної системи категорій технічного стану будівель (споруд) та їх частин і елементів. Завдання дослідження: запропонувати удосконалену систему категорій технічного стану.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В даний час в Україні передбачено використання 4-х категорій технічного стану (КТС) будівель і споруд та їх частин, за виключенням, транспортних споруд, для яких використовують 5 КТС [1]. Але при цьому 2 та 3 КТС для транспортних споруд добре узгоджуються з 2 КТС для 4-хбальної системи. Узагальнена порівняльна таблиця КТС за різними діючими в Україні нормами представлена в табл. 1 [1].

Слід відмітити, що наявні також приклади використання й 5-ти КТС замість 4-х [2-7], що свідчить про проблематичність детального покриття всіх випадків та особливостей технічного стану лише 4-ма категоріями.

Наприклад, для транспортних споруд [2] додаткова КТС дозволяє розділити достатньо широку 2-у КТС за 4-хбальною системою на підкатегорії, які потребують різної глибини та обсягу заходів з експлуатації (позачергові ремонти, зменшення періодів планових обсте-

жень тощо). Є також варіанти виділення передварійного технічного стану, який ще не передбачає небезпеки аварійного стану, але вимагає швидкого реагування задля його уникнення [3-5]. Отже розглянемо прилади виділення додаткової категорії технічного стану будівель (споруд) та їх конструкцій

В [6-8] використовують «обмежено роботоздатний» або «не зовсім задовільний» технічний стан, який є проміжний між «роботоспроможним» або «задовільним» (аналог 2-ї КТС за 4-х бальною системою) та «нероботоспроможним» або «недопустимим» (аналог 3-ї КТС) технічним станом.

В той же час в [3-5] використаний «передварійний» технічний, що який є проміжний між «незадовільним» (аналог 3-ї КТС за 4-х бальною системою) та «аварійним» технічним станом.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дійсно в будівельній практиці можливо знайти досить випадків, коли будівля(споруда) або її елемент фактично знаходиться у проміжному стані між розглядуваними КТС, наприклад, маючи близькі до межі значення характеристик (деформацій, несучої здатності тощо), або помітну наявну або прогнозовану негативну динаміку погіршення стану з переходом у гіршу КТС у короткостроковий період. Останній випадок особливо актуальний для складних інженерно-геологічних умов [9-14], в т.ч. наявності сейсмонезбезпеки [15-19].

Більш ефективним буде розглянути потенційне введення додаткових проміжних КТС в першу чергу на прикладі стану окремих конструкцій(елементів). При підготовці [1] автором розроблена таблиця, що узагальнює сутність кожної з основних 4-х КТС окремих конструкцій, та яка представлена нижче в табл. 2.

Табл. 1. Порівняння категорій технічного стану за різними нормативними документами
Table 1. Comparison of technical condition categories according to different normative documents

ДБН*	ДБН 362-92 Сталеві конструкції виробничих споруд	ДБН В.1.2-14-2009 Надійність	ДБН В.2.3-6:2009 Мости та труби (розшифрування у відповідних ДСТУ)	ДБН В.3.2-1-2004 Реставрація (розшифрування є лише для об'єктів в цілому для аварійного стану)	ДБН В.3.1-1-2002 Ремонт та підсилення виробничих споруд (на основі НПАОП)
1	Справний	Справний	Справний	Добрий	Нормальний
2	Роботоспроможний	Роботоздатний	Обмежено справний, працездатний	Задовільний	Задовільний
3	Обмежено працездатний		Обмежено працездатний	Незадовільний	Непридатний до нормальної експлуатації
4	Аварійний		Непрацездатний	Аварійний	Аварійний

Примітка*: ДБН В.3.1-XX:201X Експлуатаційна придатність будівель та споруд. Основні положення.

Табл. 2. Сутність категорій технічного стану окремих елементів будівель і споруд
Table 2. Essence of the technical condition categories of separate elements of buildings and structures

<i>Категорія</i>	<i>Ознаки технічного стану</i>
"1" нормальний технічний стан	Елемент не має дефектів і пошкоджень та повністю відповідає вимогам нормативних документів і проекту. Орієнтовний фізичний знос 0-20% згідно [20].
"2" задовільний технічний стан	Присутні окремі незначні дефекти, пошкодження, відхилення від вимог проекту і, навіть, нормативних документів, але які не викликають потреби в обмеженнях режиму експлуатації елементу, а також не потребують виправлення або можуть бути видалені в рамках поточного ремонту (технічного обслуговування – блок 13 на рис. 1.1). Орієнтовний фізичний знос 21-40% згідно СОУ [20].
"3" непридатний до нормаль- ної експлуа- тації техніч- ний стан	Наявні суттєві дефекти, пошкодження, відхилення від вимог нормативних документів і проекту, які вимагають обмежень в експлуатації елемента (він може продовжувати експлуатуватися в обмеженому режимі), при цьому можливо гарантувати безпеку для життя та здоров'я людей, а також екологічну безпеку та збереженість цінного майна до проведення заходів з ремонту, відновлення, підсилення або заміни елементу. Орієнтовний фізичний знос 41-60% згідно СОУ [20]. Можуть бути віднесені конструкції у КТС "4" у випадку забезпечення безпеки (див. описання КТС "4"), наприклад, через влаштування тимчасових розвантажувальних опор та ін. заходів.
"4" аварійний технічний стан	Наявні небезпечні дефекти, пошкодження, відхилення від вимог нормативних документів і проекту, які вимагають припинення експлуатації елемента з причини неможливості гарантувати безпеку для життя та здоров'я людей, екологічну безпеку та збереженість цінного майна до проведення заходів з відновлення, підсилення або заміни елементу. Можливе присвоєння при повній непрацездатності елементу або за умови, коли його відновлення (підсилення) є повністю техніко-економічно недоцільним. Орієнтовний фізичний знос 61-100% згідно СОУ [20].

Детальний аналіз наведеної таблиці дозволяє запропонувати введення додаткових проміжних категорій між 2 та 3, а також між 3 та 4 КТС. Попередньо позначимо дані категорії як 2/3 («частково задовільний

технічний стан») та 3/4 («передаварійний технічний стан»). Наведено у табл. 3 пропонуване описання оновлених категорій технічного стану окремих конструкцій(елементів) за аналогією з табл. 2.

Табл. 3. Сутність пропонованих категорій технічного стану окремих елементів будівель і споруд
Table 3. The essence of the proposed technical condition categories for separate elements of buildings and structures

<i>Категорія</i>	<i>Ознаки технічного стану</i>
"1" нормальний технічний стан	Елемент не має дефектів і пошкоджень та повністю відповідає вимогам нормативних документів і проекту. Орієнтовний фізичний знос 0-15% згідно СОУ [20].
"2" задовільний технічний стан	Присутні окремі незначні дефекти, пошкодження, несуттєві відхилення від вимог проекту, які не викликають потреби в обмеженнях режиму експлуатації елементу, а також не потребують виправлення або можуть бути видалені в рамках поточного ремонту (технічного обслуговування – блок 13 на рис. 1.1). Орієнтовний фізичний знос 16-30% згідно СОУ [20].

Продовження табл. 3

"2/3" частково задовільний технічний стан	Присутні дефекти, пошкодження, відхилення від вимог проекту і, навіть, нормативних документів, але які не викликають потреби в обмеженнях режиму експлуатації елемента та мають бути видалені в рамках поточного ремонту (технічного обслуговування – блок 13 на рис. 1.1). Перевищення навантаженнями або деформаціями розрахункових значень показників несучої здатності (граничних значень деформацій) в межах точності розрахунку. Наявність динаміки розвитку дефектів з високим ризиком переходу у "3" КТС до наступного планового огляду або обстеження. Орієнтовний фізичний знос 31-45% згідно СОУ [20]. Обов'язковим є зменшення періодів між плановими оглядами та обстеженнями, необхідним є розгляд можливості позачергового поточного ремонту.
"3" непридатний до нормальної експлуатації технічний стан	Наявні суттєві дефекти, пошкодження, відхилення від вимог нормативних документів і проекту, які вимагають обмежень в експлуатації елемента (він може продовжувати експлуатуватися в обмеженому режимі), при цьому можливо гарантувати безпеку для життя та здоров'я людей, а також екологічну безпеку та збереженість цінного майна до завершення заходів з ремонту, відновлення, підсилення або заміни елемента. Орієнтовний фізичний знос 46-55% згідно СОУ [20].
"3/4" передаварійний технічний стан	Наявні значні дефекти, пошкодження, відхилення від вимог нормативних документів і проекту, які свідчать про наближення аварійного стану та вимагають припинення експлуатації елемента (він може продовжувати експлуатуватися в обмеженому режимі лише за крайньої потреби при забезпеченні необхідної безпеки та ретельному моніторингу) до завершення заходів з ремонту, відновлення, підсилення або заміни елемента. Орієнтовний фізичний знос 56-60% згідно СОУ [20]. Наявність динаміки розвитку дефектів з високим ризиком переходу у "4" КТС до наступного планового огляду або обстеження. Можуть бути віднесені конструкції у КТС "4" у випадку забезпечення необхідної безпеки (див. описання КТС "4"), наприклад, через влаштування тимчасових розвантажувальних опор та ін. заходів. Можливе присвоєння при повній непрацездатності елемента або за умови, коли його відновлення (підсилення) є повністю техніко-економічно недоцільним, але при цьому є можливим гарантувати необхідну безпеку (див. описання КТС "4").
"4" аварійний технічний стан	Наявні небезпечні дефекти, пошкодження, відхилення від вимог нормативних документів і проекту, які вимагають припинення експлуатації елемента з причини неможливості гарантувати безпеку для життя та здоров'я людей, екологічну безпеку та збереженість цінного майна до проведення заходів з відновлення, підсилення або заміни елемента. Орієнтовний фізичний знос 61-100% згідно СОУ [20].

Не менш важливим є формулювання розширеної системи КТС також й для будівель(споруд) в цілому. Запропоноване опи-

сання сутності відповідних категорії представлено в табл. 4.

Табл. 4. Сутність пропонованих категорій технічного стану будівель і споруд в цілому

Table 4. The essence of the proposed technical condition categories for buildings and structures in general

Категорія	Ознаки технічного стану
"1" нормальний технічний стан	Всі елементи та конструкції віднесено до категорії технічного стану "1". Повна відповідність вимогам діючих нормативних документів і проекту.
"2" задовільний технічний стан	Є конструкції з технічним станом категорії "2" і відсутні конструкції категорії відповідальності А1, А або Б з технічним станом категорії "2/3", "3", "3/4" або "4" (допускається наявність окремих конструкцій категорії відповідальності В з технічним станом категорії "2/3" або "3" за умови, що це не обмежує використання об'єкта за визначеним призначенням). Допускаються окремі незначні відхилення від вимог проекту, які не викликають потреби в обмеженнях режиму експлуатації об'єкта, а також не потребують виправлення або можуть бути видалені в рамках поточного ремонту (технічного обслуговування – 13 блок на рис.1.1).

Продовження табл. 4

<p>"2/3" частково задовільний технічний стан</p>	<p>Є конструкції з технічним станом категорії "2/3" і відсутні конструкції категорії відповідальності А1, А або Б з технічним станом категорії "3", "3/4" або "4" (допускається наявність окремих конструкцій категорії відповідальності В з технічним станом категорії "3" за умови, що це не обмежує використання об'єкта за визначеним призначенням). Допускаються окремі незначні відхилення від вимог проекту та нормативних документів, які не викликають потреби в обмеженнях режиму експлуатації об'єкта, а також не потребують виправлення або можуть бути видалені в рамках поточного ремонту (технічного обслуговування – 13 блок на рис.1.1). Обов'язковим є зменшення періодів між плановими оглядами та обстеженнями, необхідним є розгляд можливості позачергового поточного ремонту, може плануватися капітальний ремонт.</p>
<p>"3" непридатний до нормальної експлуатації технічний стан</p>	<p>Є конструкції категорії відповідальності А1, А або Б з технічним станом категорії "3" і відсутні конструкції цих категорій відповідальності з технічним станом категорії "3/4" або "4"; допускається наявність окремих конструкцій категорії відповідальності В з технічним станом категорії "3/4" або "4" за умови відсутності (або при її забезпеченні) небезпеки від них для життя і здоров'я людей, цінного майна та довкілля. Є необхідність у капітальному ремонті об'єкта або обмеженнях в режимі його експлуатації, але при цьому можливо гарантувати або забезпечити безпеку для життя та здоров'я людей, а також екологічну безпеку та відсутність надвеликих матеріальних збитків до проведення заходів з приведення у задовільний або нормальний стан.</p>
<p>"3/4" передаварійний технічний стан</p>	<p>Є конструкції категорії відповідальності А1, А або Б з технічним станом категорії "3/4" і відсутні конструкції цих категорій відповідальності з технічним станом категорії "4"; допускається наявність окремих конструкцій категорії відповідальності В з технічним станом категорії "4" за умови відсутності (або при її забезпеченні) небезпеки від них для життя і здоров'я людей, цінного майна та довкілля. Необхідним є припинення експлуатації об'єкта (він може продовжувати експлуатуватися в обмеженому режимі лише за крайньої потреби при забезпеченні необхідної безпеки та ретельному моніторингу) до проведення заходів з приведення у задовільний або нормальний стан. Є необхідність у суцільному та глибокому капітальному ремонті об'єкта.</p>
<p>"4" аварійний технічний стан</p>	<p>Є конструкції категорії відповідальності А1, А або Б з технічним станом категорії "4". Неможливо гарантувати або забезпечити безпеку для життя та здоров'я людей, екологічну безпеку та відсутність надвеликих матеріальних збитків до проведення заходів з приведення у задовільний або нормальний стан об'єкта. Можливе присвоєння за умови повного вичерпання експлуатаційної придатності (відновлення або реконструкція є повністю техніко-економічно недоцільними).</p>

Примітка: для КТС "3", "3/4" та "4" достатньо однієї з наведених ознак (розділені точками на окремі речення).

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На основі вищенаведеного можливо зробити наступні висновки. 4-х бальна система КТС не дозволяє достатньо детально, зручно та прозоро оцінити всі випадки можливого технічного стану будівель(споруд) та їх конструкцій. В зв'язку з цим запропоновано введення додаткових проміжних КТС з розширенням кількості категорій до 6-ти. В статті представлено пропонуване описання сутності кожної з даних категорій, яке може бути уточнене та доповнене у наступних дослідженнях.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Загальні рекомендації до виконання обстежень технічного стану будівель і споруд / уклад.: Д.О. Хохлін.** Київ : ВГО «Асоціація експертів будівельної галузі», 2015. 43 с.
2. **ДБН В.2.3-6:2009.** Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Чинні від 2010-03-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 43 с.
3. **Гликин С.М., Туголуков А.М., Ильин В.Т.** Пособие по практическому выявлению пригодности к восстановлению поврежденных конструкций зданий и сооружений, и способам их оперативного усиления. Москва : ЦНИИ-Промзданий, 1996. 99 с.
4. **Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.** Оценка состояния и усиление строительных конструкций реконструируемых зданий: атлас схем и чертежей (3-ий вар-т НТД). Томск : Томский ЦНТИ, 1991. 309 с.
5. **Мальганов А.И., Плевков В.С.** Восстановление и усиление ограждающих строительных конструкций зданий и сооружений: Учебное пособие. Томск : Печатная мануфактура, 2002. 391 с.
6. **Бедов А.И. Габитов А.И.** Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций: Учебное пособие. Москва : Издательство АСВ, 2006. 568 с.
7. **Козачек В.Г., Нечаев С.Н., Котенко С.Н.** и др. Обследование и испытание зданий и сооружений : Учеб. Пособие для вузов / Под ред. В.И. Римшина. Москва : Высш. шк., 2004. 447 с.
8. **СП 13-102-2003.** Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений [Действуют от 2003-08-21]. Изд. офиц. Москва : ФГУП ЦПП, 2003. 26 с.
9. **Хохлін Д. О.** Конструктивний захист житлових будинків масових серій, що експлуатуються в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонебезпечних територій : дис. ...канд. техн. наук : 05.23.01. – Київ, 2009. 204 с.
10. **Барашиков А.Я., Хохлін Д.О.** Проблеми експлуатаційного стану будівель і споруд при сумісній дії сейсмічного навантаження та нерівномірних деформацій основи. *Ресурсоекономні ма-*

теріали, їх властивості та технології виготовлення. Рівне, 2011. Вип. 21. С. 413-419.

11. **Сапожников А.И.** Основы конструирования и обеспечения карсто-сейсмоустойчивости многоэтажных зданий: Учебное пособие для вузов. Астрахань : АИСИ, 2001. 108 с.
12. **Кусбекова М.Б.** Особенности проектирования объектов в сейсмических районах на просадочных грунтах : *Подготовка инженерных кадров в контексте глобальных вызовов XXI века: Труды Междунар. науч.-практ. конф. (IV том), Алматы, 2013. С. 27-30.*
13. **Матвеев И.В., Кравченко В.И.** Сочетание воздействий просадки оснований и сейсмике в расчетах зданий. *Строительная механика и расчет сооружений.* Москва, 1990. №4/1990. С. 28-32.
14. **ГОСТ Р 53778-2010.** Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния [Действуют от 2011-01-01]. Изд. офиц. Москва : Стандартинформ, 2010. 59 с.
15. **Paulay T., Priestley M.J.N., 1992.** Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York, A Wiley Interscience Publication, 744..
16. **Anil K. Chopra** A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings / Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel // *Earthquake engineering and structural dynamics.* – 2002; 31. – P.: 561-582..
17. **R. Hasan, L. Xu, D.E. Grierson, 2002.** Push-over analysis for performance-based seismic design. *Computers and Structures* 80, 2483–2493.
18. **ATC-40.** Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1 and 2 Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996.
19. **Поляков С.В., Сафаргалиев С.М.** Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами. Алма-Ата : Казахстан, 1988. 188 с.
20. **СОУ ЖКГ 75.11-35077234.0015:2009.** Житлові будинки. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків [Чинні від 2009-02-03]. Вид. офіц. Київ : НДІпроектреконструкція, 2009. 46 с.

REFERENCES

1. **General** recommendations for implementation of inspections of the technical condition of buildings and structures, **2015.** Kyiv, VHO «Asotsiatsiia ekspertiv budivelnnoi haluzi», 43 (in Ukrainian).
2. **Transport** structures. Bridges and pipes. Inspection and testing: **DBN V.2.3-6:2009, 2009.** Kyiv, Minreghionbud Ukrainy, 43 (in Ukrainian).
3. **Glikin S.M., Tugolukov A.M., Ilin V.T., 1996.** Manual for practical identification of the suitability for restoration of damaged structures of buildings and structures, and ways of their operational strengthening. Moscow, CNIIPromzdani, 99 (in Russian).
4. **Malganov A.I., Plevkov V.S., Polishchuk A.I., 1991.** Assessment of the condition and reinforcement of the construction structures of the buildings under reconstruction: atlas of schemes and drawings (3rd edition of NTD). Tomsk, Tomskii CNTI, 309

- (in Russian).
5. **Malganov A.I., Plevkov V.S., 2002.** Restoration and strengthening of building envelopes of buildings and structures: Textbook. Tomsk, Pechatnaia manufaktura, 391 (in Russian).
 6. **Bedov A.I., Gabitov A.I., 2006.** Projecting, regeneration and reinforcing of masonry and reinforced masonry construction: Train aid. Moscow, ASV, 568 (in Russian).
 7. **Kozachek V.G., Nechaev S.N., Kotenko S.N., 2004.** Inspection and testing of buildings and structures : Training manual for high schools. Moscow, Vyssh. shk., 447 (in Russian).
 8. **Rules of inspection of bearing construction structures of buildings and constructions: SP 13-102-2003, 2003.** Moscow, FGUP TSPP, 26 (in Russian).
 9. **Khokhlin D.O., 2009.** Constructive protection of residential buildings of mass series used in the subsid-ing rock conditions in seismic areas. Dissertation Ph. D. in Engineering sciences, Candidate of Sciences in Engineering sciences: 05.23.01, Kyiv, KNUCA, 204 (In Ukrainian).
 10. **Barashykov A.Ya., Khokhlin D.O., 2011.** Problems of operate condition of buildings and structures by simultaneous influence of seismic load and soil base differential settlements. Resource-saving materials, their properties and fabrication methods, Rivne, NUVHP, Vol. 21, 413-419.
 11. **Sapozhnikov A.I., 2001.** Basic foundation of construction and supply of karst-seismic stability of multistory buildings: Train aid for institutes of higher education. Astrakhan, AISI, 108 (in Russian).
 12. **Kusbekova M. B., 2013.** Features of object projecting in seismic regions on slumping soils. Training of engineers in the context of XXI century global challenges: Proceedings of the International scientific-practical conference, Almaty, KazNTU named after K.I. Satpaev, Vol. IV, 27-30 (in Russian).
 13. **Bedov A.I., Gabitov A.I., 2006.** Projecting, regeneration and reinforcing of masonry and reinforced masonry construction: Train aid. Moscow, ASV, 568 (in Russian).
 14. **Matveev I.V., Kravchenko V.I., 1990.** Combination of soil base slumping and seismic influences in analysis of buildings. Structural mechanics and building's analysis, Moscow, Strojizdat, Vol. 4/1990, 28-32 (in Russian).
 15. **Buildings and constructions. Rules of in-spections and monitoring of the technical condition. General requirements: GOST R 53778-2010, 2010.** Moscow, Standartin-form, 90 (in Russian).
 16. **Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, 2002.** A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. Earthquake Engng Struct. Dyn., 561–582.
 17. **R. Hasan, L. Xu, D.E. Grierson, 2002.** Push-over analysis for performance-based seismic design. Computers and Structures 80, 2483–2493.
 18. **ATC-40.** Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1 and 2 Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996.
 19. **Poljakov S.V., Safargaliev S.M., 1988.** Seismic stability of buildings with masonry bearing walls. Alma-Ata, Kazakhstan, 188 (in Russian).
 20. **Residential buildings. Rules for determining the physical wear and tear of residential buildings: SOU ZhKH 75.11-35077234.0015:2009, 2009.** Kyiv, NDIproektrekonstruktsiia, 46 (in Ukrainian).

Improvement of technical condition categories for buildings and their constructions

Denys Khokhlin

Summary. At present, 4 categories of technical condition of buildings and structures and their parts Ukraine are used, except for transport structures, for which 5 categories are considered. But at the same time 2d and 3d technical condition categories for transport facilities are well coordinated with 2d category for 4-point system. It should be noted that different sources also have other examples of the using of 5 technical condition category instead of 4, which indicates the problem of detailed coverage of all cases and features of the technical condition using only 4 categories.

In construction practice it is possible to find enough cases when a building (structure) or its element is actually in an intermediate state between the basic 4 categories, for example, having close to the limit values of characteristics (deformations, carrying capacity, etc.), or a noticeable negative dynamics of condition deterioration with transition to the worst category in a short term. Thus, it is effective to consider the potential introduction of additional intermediate categories of technical condition.

Improvement of the technical condition categories for building and their constructions in Ukraine with using of categories number increase for inspection effectiveness and transparency is considered in the article.

Key words. Building, construction, inspection, technical condition, category.

Методи розрахунку залізобетонних монолітних перекриттів з порожнистими вкладишами

Володимир Кріпак¹, Віра Колякова², Валентин Скопец³

^{1,2,3}Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹kripak.vd@gmail.com, orcid.org/0000-0001-6575-5015

²vkolyakova@gmail.com, orcid.org/0000-0001-6879-8520

³vskopets@ukr.net

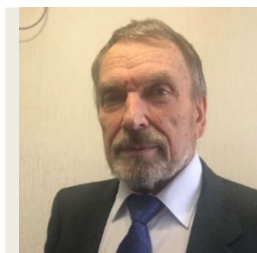
DOI: 10.32347/2522-4182.5.2019.15-23

Анотація. Монолітні залізобетонні плити перекриття з пустотними вкладишами мають великі переваги перед традиційними суцільними. Їх використання дозволяє знизити власну вагу, зменшити навантаження каркас будівлі, збільшити прольоти, поліпшити тепло – та звукопровідність перекриттів. Однак впровадження таких плит в будівництві стримується відсутністю теоретичних досліджень і необхідної нормативної бази для проектування. У статті розглядаються методи аналітичного і чисельного моделювання у МСЕ комплексах роботи плити з пустотними вкладишами. Розглянуто чотири можливих методи комп'ютерного моделювання об'єкта плити перекриття з перехресними порожнинами в комбінації з повнотілими ділянками плити з використанням ПК ЛІРА-САПР. Проаналізована сходиність результатів зусиль та переміщень дослідного фрагменту плити. Показано, що найбільш адекватно відображає напружений та деформований стан метод розрахунку 1 – моделювання перекриття плитою приведеної жорсткості. Цей метод є найбільш простим з точки зору моделювання складних архітектурних форм перекриттів, має задовільну подібність результатів, дозволяє підбирати необхідне армування за допомогою постпроцесорів. Даний метод рекомендовано використовувати при моделюванні просторової роботи каркасу будівлі, для оцінки зусиль і необхідного армування плит перекриття, елементів каркасу та фундаментів.

Ключові слова. Монолітна плита, пустотний вкладиш, напружений стан, моделювання, чисельні методи.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Практика зарубіжного будівництва свідчить, що введення в склад монолітних плит перекриття пустотних вкладишів



Володимир Кріпак
професор кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, к.т.н., проф.



Віра Колякова
доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, к.т.н., доц.



Валентин Скопец
магістр кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій

дозволяє суттєво зменшити витрати бетону і арматурної сталі при збереженні необхідної міцності, жорсткості і надійності плит. За різними джерелами економія бетону та власної ваги плити перекриття може сягати 20...30%, арматури - 15...20% [2,4,5]. Використовують різні конструктивні рішення об'єкта плит: з розташуванням вкладишів в одному або в обох напрямках; з утворенням суцільних повнотілих ділянок плити в вигляді смуг або капітелей; пустотні використовують в вигляді пластикових чи азбестових труб, картонних коробів, пластикових вкладишів заводського виготовлення Nautilus, Cobiax, Bubbledeck, Сибформа та інші. Незважаючи на суттєві переваги пустотних плит перед суціль-

ними практика їх впровадження в Україні не значна. Відомі приклади використання облежених монолітних плит лише при реконструкції будівель. Стримуючими факторами, на наш погляд, являються недостатня інформованість забудовників та проектувальників, обмеженість теоретичних та експериментальних досліджень, відсутність нормативної бази для проектування. Методи розрахунків пустотних плит присвячено ряд робіт []. Сьогоднішнє проектування будівельних споруд обов'язкове передбачає врахування просторової роботи всіх елементів конструктивної системи. Це можливе при використанні методів чисельного моделювання взаємодії цієї системи у МСЕ комплексах.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розглянемо різні можливі методи побудови комп'ютерної моделі фрагменту монолітної плити з використанням комплексу ПК ЛІРА-

САПР. Конструктивно розрахунковий фрагмент плити показаний на рис. 1.

Тут в опорних зонах утворені суцільні капітельні ділянки плити, а в середніх зонах пустотоутворювачі розташовані в обох напрямках.

Метод 1. Плита приведеної жорсткості.

Суть методу полягає у тому, що плита моделюється плоскою плитою-оболонкою (пластиною). Для придання оболонці ефекту пустотного перекриття в зонах, де за проектом розташовані пустоти, вводяться понижені характеристики жорсткості та власної ваги. В опорних зонах та по краях плити, де пустотоутворювачі відсутні, жорсткість плити залишається незмінною. Рекомендується на площу одного пустотоутворювача використовувати 4 скінченних елементи. Розрахунок армування може виконуватися за допомогою постпроцесорів розрахункового комплексу.

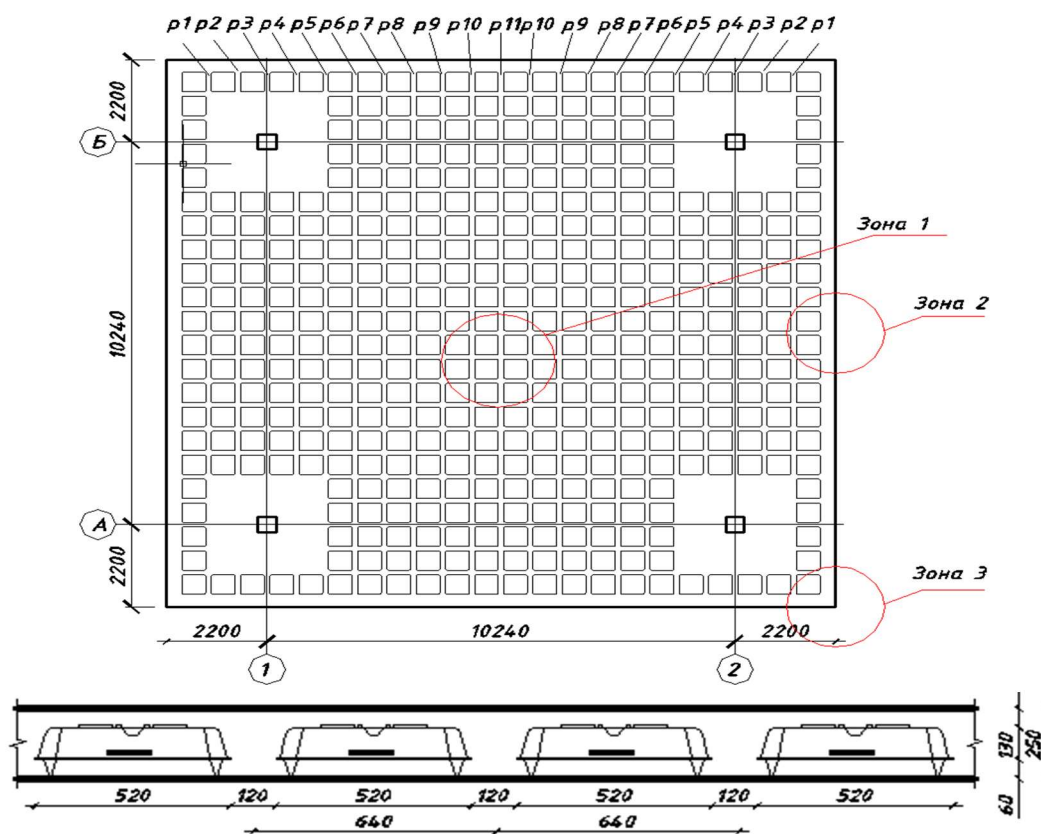


Рис. 1. Конструктивна схема досліджуваного фрагменту плити.

Fig. 1. Constructive diagram of the investigated slice plate.

У програмному комплексі, виконати зниження жорсткісних характеристик у місцях

розташування пустот необхідно виконувати шляхом зменшення модуля пружності [2, 3].

$$E_1 = E - \Delta E \quad (1)$$

Величину зменшення модуля пружності бетону плити розраховують за наступною формулою:

$$\Delta E = 100 (1 - I_{red}/I) \quad (2)$$

де E – модуль пружності бетону;
 E_I – зменшений модуль пружності бетону;
 I – момент інерції суцільної плити;
 I_{red} – приведений момент інерції плити з урахуванням порожнин.

Зменшення власної ваги плити визначається через об'єм бетону, який містить у собі пустотна конструкція. Зменшення об'єму конструкції плити визначається як:

$$\Delta V = 100 (1 - V_{red}/V) \quad (3)$$

де V – об'єм m^3 плану суцільної плити;
 V_{red} – об'єм m^3 плану плити з урахуванням порожнин.

Потім цю величину зменшення слід применити до щільності залізобетону, яка буде вводиться в налаштуваннях жорсткості у вихідних даних програмного комплексу. Це дасть змогу задавати власну вагу автоматично у САПР. Знижена щільність матеріалу визначається як:

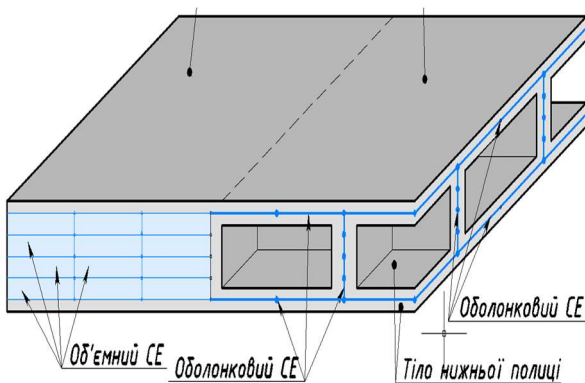


Рис.2. Схема моделювання опорної зони плити.

Fig.2. Scheme for modelling the anchor zone plate

Слід відзначити, що цей спосіб є одним з найбільш точних [1], він найбільш повно відображає роботу кожного елемента конструкції, але результати отримані у програмному комплексі при такому моделюванні представлені

$$R_{01} = R_0 * \Delta V \quad (4)$$

де R_0 – нормована щільність m^3 бетону плити;

R_{01} – знижена щільність m^3 бетону плити.

Метод 2. Моделювання плити оболонковими елементами.

В цьому методі полиці і ребра моделюються оболонковими СЕ 44, також для ребер можливо використовувати СЕ11 (тип пластина). Зони спирання та вільні краї плити моделюються об'ємними скінченними елементами СЕ 36. Власна вага при такому типі моделювання повинна задаватись приведеним значенням, Така вимога викликана тим, що задаючи власну вагу атоматичним способом (за допомогою функції власна вага у програмному комплексі) буде врахована завищена власна вага, так як у місцях взаємних перетинань ребер їх вага буде враховуватися двічі. Слід відзначити, що при конструюванні пустотних перекриттів однією з ключових цілей є зменшення його власної ваги, а тому приймати в запас навантаження від збільшеної власної ваги перекриття внаслідок взаємного перетинання ребер недоцільно. Схеми моделювання різних ділянок плити наведені на рис. 2 та 3.

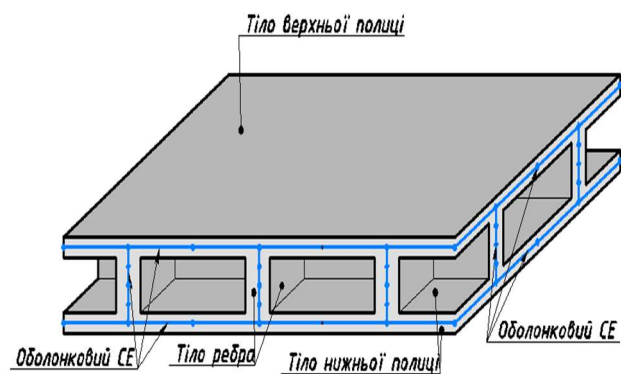


Рис.3. Схема моделювання середньої зони плити з порожнинами.

Fig.3. Scheme for modelling the middle zone plate with voids.

у вигляді напружень. Визначення необхідного армування при такому моделюванні програмно через пост- процесор неможливе. Розрахункову площу арматури тут необхідно визначати на основі зусиль M, N, Q . Здійснення перехід

від напружень виконують методом інтегрування по розрахунковим перерізам. Для цього зручно використовувати стандартні залежності для нормальних та дотичних напружень.

$$M = \sigma \cdot \frac{I}{y} \quad (5)$$

$$Q = \frac{\tau \cdot b \cdot I}{S} \quad (6)$$

де M – згинальний момент, що сприймається розрахунковим перерізом;

y – відстань від нейтральної осі до точки у якій визначено нормальне напруження;

Q – поперечна сила в перерізі;

S – статичний момент відсіченої частини перерізу;

b – ширина розрахункового перерізу в місці дії максимального дотичного напруження;

Враховуючи те, що скінченні елементи розміщені в серединних лініях розрахункового перерізу а також те, що результати відображені на мозаїці напружень в ПК ЛІРА обчислюють в центрі кожного скінченного елемента, слід уточнювати фактичні значення напружень за схемою наведеною на рис. 4.

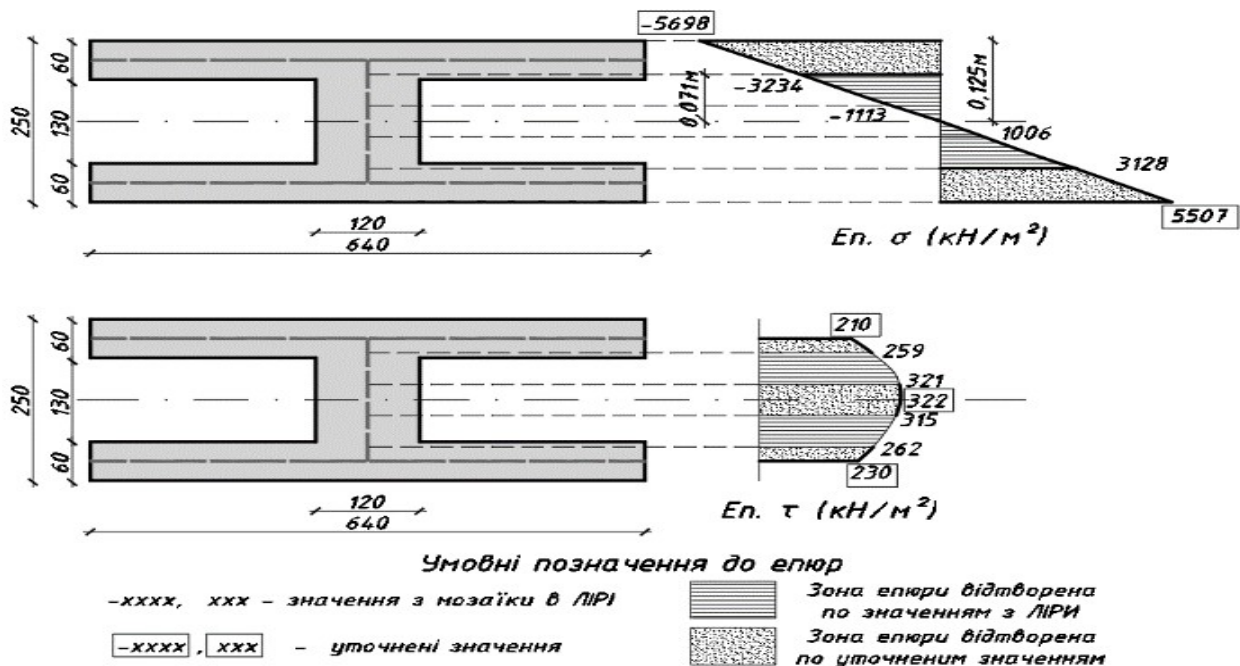


Рис 4. Схема уточнення напружень.

Fig 4. The scheme of clarifying stresses.

Метод №3. Моделювання стрижневими СЕ двутаврового перерізу

Метод полягає у тому, що ребра моделюють стрижневими СЕ яким призначають жорсткість двутаврового перерізу. Для зручності прикладання навантажень між стержньовими СЕ моделюється плита з оболонкових СЕ нульової жорсткості. Зони обпирання та вільні краї плити моделюються оболонковими СЕ 44 фактичної жорсткості [3]. Недолік даного методу полягає у тому що при налаштуванні параметрів постпроцесора армування при невисокій висоті полиць неможливо призначити

прив'язку арматури таким чином щоб вона знаходилась на серединній площині полиці.

При висоті полиці 6 см, серединна лінія знаходиться на відстані 3 см що є оптимальним місцем для розміщення арматури. Але призначити прив'язку 3 см неможливо через обмеження програми. Мінімально допустима прив'язка яку можна встановити становить 2 см від грані полиці. Враховуючи те, що арматурна сітка по висоті складається з двох стержнів, навіть при малому діаметрі цих стержнів при прив'язці 2 см не виконується умова забезпечення захисного шару бетону. В такій ситуації можна призначити прив'язку 2 см, але необхідно пам'ятати, що чим вища висота робочого

перерізу (d) тим більша несуча здатність перерізу, і як наслідок, підібрана програмно арматура може бути заниженою. Похибка в підборі арматури буде залежати від висоти перекриття, для невисоких плит - буде більш значною. В

цих випадках необхідно виконувати корегування отриманого армування полиць плити.

Схеми моделювання за даним методом наведені на рис. 5 та 6.

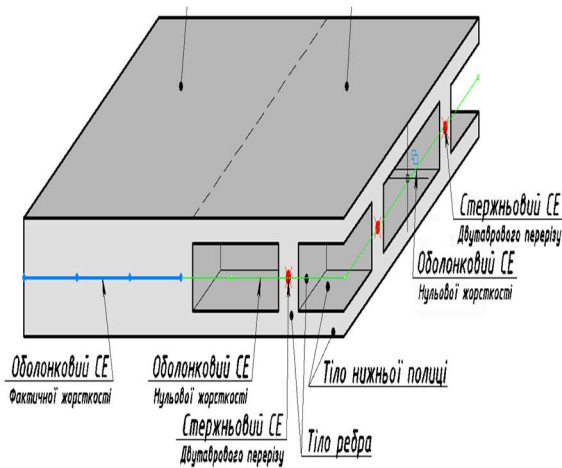


Рис. 5. Схема моделювання опорної зони.
Fig. 5. Scheme for modelling the anchor zone plate

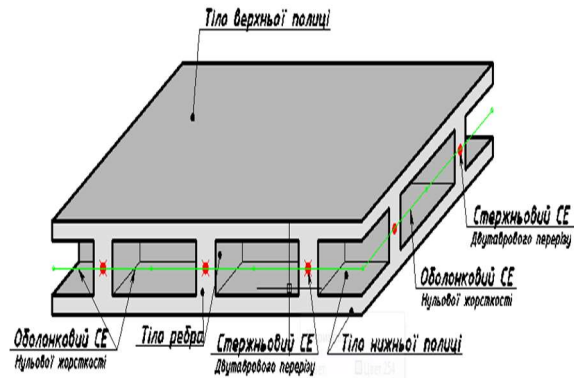


Рис.6. Схема моделювання зони плити з порожнинами.
Fig.6. Scheme for modelling the zone plate with voids.

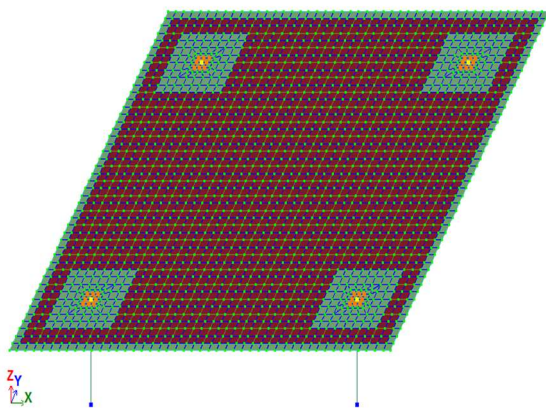


Рис. 7. Розрахункова схема плити.
Fig. 7. Calculating plate scheme.

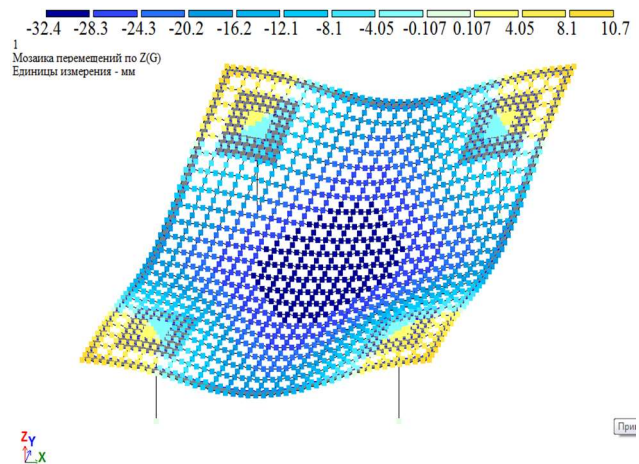


Рис.8. Прогини плити
Fig. 8. Plate bends .

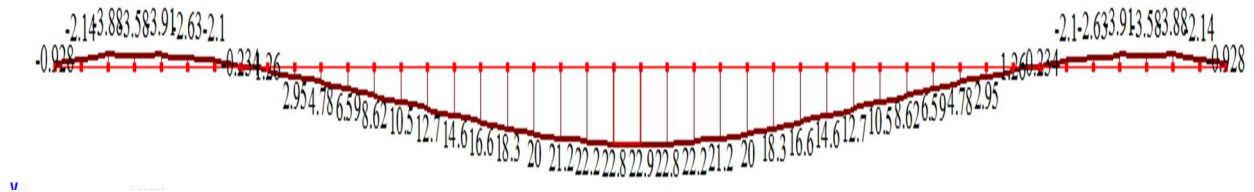


Рис.9. Моменти M_y для середнього ребра.
Fig. 9. Moments of M_y for the middle rib.

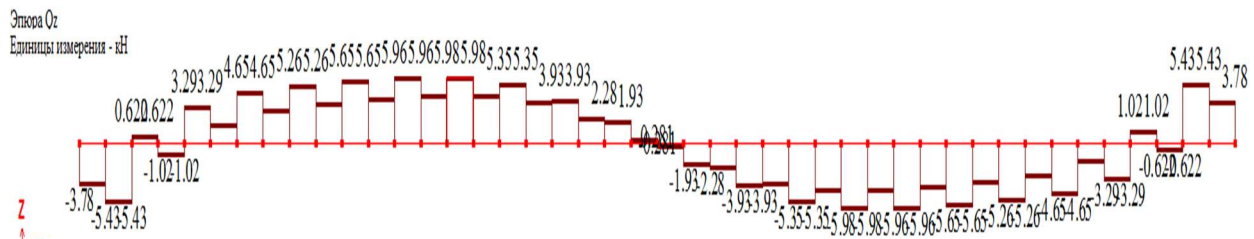


Рис.10. Поперечні сили Q_x для середнього ребра.
Fig. 10. Cross-strength Q_x for the middle rib.

На рис.7 та 8 наведені вид розрахункової схеми та прогини фрагменту плити при розрахунках за методом 3, а на рис.9 та 10 показані зусилля в середньому ребрі.

Метод №4. Моделювання стрижневими та оболонковими скінченими елементами з застосуванням абсолютно жорстких вставок (АЖТ). Метод полягає у тому, що ребра моделюються стрижневими скінченими елементами, яким призначається жорсткість прямокутного перерізу відповідно до геометричних

розмірів ребра. Полиці моделюються оболонковими скінченими елементами, які приєднуються до стрижневих елементів за допомогою абсолютно жорстких стрижнів.

Довжина жорсткої вставки призначається рівною половині висоти полиці плити [1]. Зони опирання та вільні краї плити моделюємо оболонковими СЕ 44 з фактичною номінальною жорсткістю. Схеми моделювання суцільних перерізів плити та плити з порожнинами наведені на рис. 11 та 12.

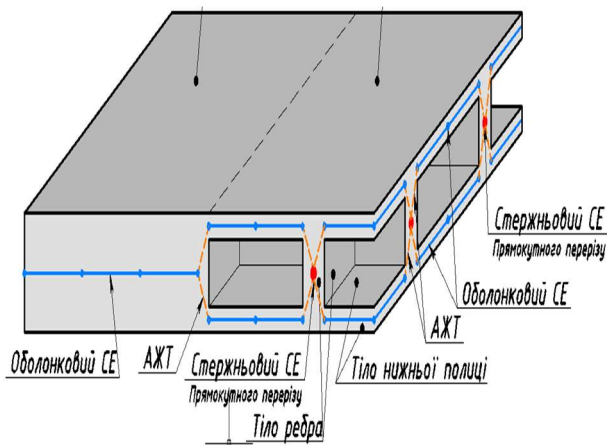


Рис.11. Схема моделювання опорної зони.
Fig.11. Scheme for modelling the anchor zone plate.

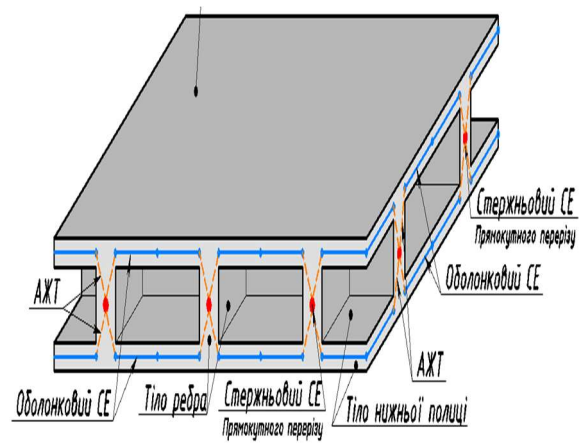


Рис.12. Моделювання зони плити з порожнинами.
Fig.12. Scheme for modelling the zone plate with voids.

Результати розрахунків дослідного фрагменту плити.

Для оцінки адекватності результатів напруженого та деформованого стану плити при різних методах моделювання її роботи виконані порівнювальні розрахунки дослідного фрагменту (рис. 1) чотирма описаними вище метода-

ми. Розраховувалася ділянка плити розмірами в плані 10,24 x 10,24 м. Навантаження на 1 м² плити прийняті стандартними, як для житлового будинку. Аналізувалися прогини, зусилля в ребрах плити та зусилля в колонах. Результати розрахунків приведені в табл. 1-3 та на рис 13 - 14. Номери зон та ребер, на які є посилання на рисунках і в таблицях наведені на конструкти-

вній схемі досліджуваного фрагмента плити (рис.1).

При розміщенні пустотоутворювачів згідно рис. 1 в плиті утворюється система перехрес-

них ребер, які з'єднуються між собою полицями плити. Аналізуються зусилля в ребрах до осі симетрії фрагменту плити.

Табл. 1. Прогини та зусилля в елементах дослідного фрагмента плити.

Table. 1. The bends and the effort in the elements of the plate's research fragment.

Номер метода	Максимальні прогини у зоні мм			Зусилля в колонах		
	1	2	3	N, кН	M _в , кНм	M _п , кНм
Метод 1	-31,6	-14,8	10,6	725	238	119
Метод 2	-34,3	-16,7	10,8	726	227	115
Метод 3	-32,4	-17,7	10,7	724	260	129
Метод 4	-24,5	-11,7	8,03	724	197	98

Табл.2. Згинальні моменти в ребрах плити.

Table. 2. Bending points in the ribs of the plate

Номер метода	Номери ребер плити										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Метод 1	58,4	57,9	56,7	54,4	51,0	46,9	42,6	39,2	35,7	33,7	33,0
Метод 2	54,3	53,6	52,8	51,4	49,6	47,4	45,0	43,0	41,4	40,4	40,0
Метод 3	69,4	67,7	64,7	60,2	54,4	47,5	40,2	33,3	27,8	24,2	22,9
Метод 4	11,2	11,1	10,8	10,3	9,5	8,7	7,0	6,5	6,2	6,2	6,2

Табл.3. Поперечні сили в ребрах плити.

Table. 3. Transverse force in ribs plates

Номер метода	Номери ребер плити										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Метод 1	40,6	59,7	61,1	59,3	48,4	26,2	16,5	11,9	9,2	7,8	7,4
Метод 2	28,5	49,5	72,8	66,4	40,0	22,5	15,4	10,9	8,3	6,9	6,5
Метод 3	36,0	56,0	68,9	62,5	29,3	35,9	18,9	12,8	9,0	6,7	6,0
Метод 4	26,6	39,2	48,9	44,2	29,4	19,6	13,7	9,9	7,8	6,8	6,9

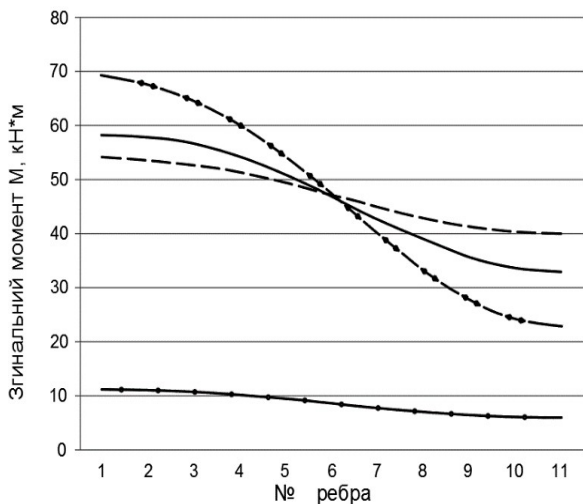


Рис.1. Згинальні моменти в ребрах плити.
Fig.1. Bending points in ribs of the plate.

Умовні позначення на рис.: ————— Метод 1 - - - - - Метод 2 - · - · - Метод 3 — · — Метод 4

Legend in Fig. 1 and 2 : ————— Method 1 - - - - - Method 2 - · - · - Method 3 — · — Method 4

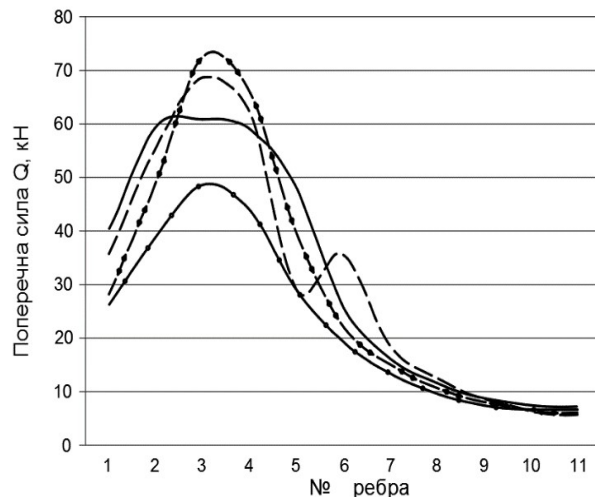


Рис.2. Поперечні сили в ребрах плити
Fig.2. Transverse force in the ribs of the plate.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Розглянуто 4 методи моделювання розрахункової схеми плити перекриття з пустотами, утвореними при її виготовленні.

Метод 1. Є найбільш простим з точки зору моделювання, а також має задовільну схожість результатів. Дозволяє підбирати повздовжнє армування за допомогою постпроцесора. Дозволяє легко моделювати складні архітектурні форми перекриттів. Даний метод рекомендовано використовувати коли необхідно змодельовувати повний каркас будівлі, оцінити зусилля і арматуру яка виникає не тільки у самому перекритті, а також у вертикальних елементах та фундаментах.

Поперечні зусилля в ребрах для подальшого підбору поперечної арматури необхідно визначати по ізополям Q_x , Q_y враховуючи розрахункову ширину перерізу.

Метод 2. Є найбільш точним з точки зору достовірності результатів. Дозволяє окремо оцінити напруження, які виникають у полицях і ребрах пустотного монолітного перекриття. Спосіб не передбачає автоматичного підбору арматури за допомогою постпроцесора. Армування необхідно підбирати по зусиллям що діють у розрахунковому перерізі. Комбінація оболонкових і об'ємних скінчених елементів вимагає більш дрібного кроку триангуляції сітки оболонкових елементів. В цілому цей

метод вимагає багато часу, як на моделювання так і на аналіз розрахунку.

Рекомендується застосовувати при моделюванні окремих перекриттів, відповідальних місць, або перекриттів зі складною геометрією.

Метод 3. Метод порівняно простий з точки зору моделювання. Дає змогу підібрати армування у постпроцесорі як повздовжнє так і поперечне. Даний метод не бажано використовувати для моделювання плит невеликої висоти до 350 мм де похибки припідборі арматури в полицях плити будуть суттєві. Слід пам'ятати що у різних ділянках перекриття даний метод дає велике розходження результатів. Його бажано використовувати в поєднанні з методом 1 або методом 2 для контролю та зменшення вірогідних помилок. Доцільно використовувати даний метод при моделюванні перекриттів з прихованими балками. Коли все перекриття моделюється тільки стрижневими елементами.

Метод 4. Даний метод широко використовується при моделюванні ребристих перекриттів, тому був розглянутий у даній роботі, але не показав задовільних результатів для порожнистих монолітних перекриттів. Це зумовлено, як невідповідністю переміщень так і не відповідністю зусиль, які виникають в елементах конструкції. Використовувати цей метод для моделювання порожнистих монолітних перекриттів не рекомендується.

При впровадженні в практику проектування надійних методів розрахунків та розробці необхідної нормативної бази, впровадження монолітних пустотних перекриттів дозволяє:

1. Зменшити витрати бетону на перекриття на 20...30 %.
2. Збільшити сітку вертикальних несучих елементів до 10...12 м без введення в склад перекриття високих балок.
3. Забезпечити гнучкість в виборі архітектурно-планувальних рішень.
4. За рахунок зменшення власної ваги перекриття зменшити навантаження на вертикальні несучі елементи, фундаменти та основи.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Городецкий А.С., Евзеров И.Д.** Компьютерные модели конструкций. К.: изд. Факт, 2005-344 с.
2. **Лоскутов И.С.** Монолитные железобетонные кессонные перекрытия. М.: 2015.-72 с.
3. **Bhagat S.** Comparative study of voided flat plate slab and solid flat plate slab / Saifee Bhagat, Dr. K.B. Parikh // International journal of innovative research & development – 2014. - №3(3). – с. 22-25.
4. **Nasvik, J.** (2011). On the Bubble. Concrete Construction, (December), 10/28/2012.
5. **Mota, M.** (2009). Voided Two-Way Flat Plate Slabs. Structure , (April), 7.

REFERENCES

1. **Gorodezky A., Evzerov I.** Computer Model Designs. K.: publ. h. Fakt, 2005-344 p.
2. **Loskytov I.** Monolithic reinforced Concrete Structures. M.: 2015 - 72 p.
3. **Byagat S.** Comparative study of voided flat plate slab and solid flat plate slab Saifee Bhagat, Dr. K.B. Parikh // International journal of innovative research & development – 2014. - №3(3). – p. 22-25
4. **Nasvik, J.** (2011). On the Bubble. Concrete Construction, (December), 10/28/2012
5. **Nasvik, J.** (2011). On the Bubble. Concrete Construction, (December), 10/28/2012
6. **Mota, M.** (2009).Voided Two-Way Flat Plate Slabs. Structure , (April), 7.

Methods of calculation of reinforced concrete monolithic floors with hollow liners

*Volodymyr Kripak, Vira Kolyakova,
Valentyn Skopets*

Summary. Monolithic reinforced concrete slabs overlap with hollow liners have great advantages over traditional solid. Their use can reduce their own weight, reduce the load frame of the building, increase spans, improve heat – and sound conductivity will overlap. However, the implementation of such panels in construction is constrained by the lack of theoretical research and necessary regulatory framework for design. In the article the methods of analytical and numerical modeling in ITU complexes of slab work with hollow liners are examined. It is considered four possible methods of the computerized modelling of the floor slabs of the overlap with cross cavities in combination with full-bodied AREAS OF the plate using SP lira-Cad. The results of the efforts and displacements of the slice plate. It is shown, that most adequately reflects the tense and deformed condition of the calculation 1 – overlap normalized cooker. This method is the simplest in terms of modeling complex architectural forms of overlap, has satisfactory similarity of results, allows to select necessary reinforcement using Postprocessors. This method is recommended for modelling the spatial work of the building frame, to assess the effort and reinforcement of the necessary slabs, frame elements and foundations.

Key words. Monolithic slab, hollow liner, tense state, modelling, numerical methods.

Аналіз існуючих методик розрахунку панелей з перехресно-клеєної деревини за другим граничним станом

Денис Михайловський¹, Андрій Комар²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹ demyh.ubp@gmail.com, orcid.org/0000-0002-7404-4757

²komar.a.ubp@gmail.com

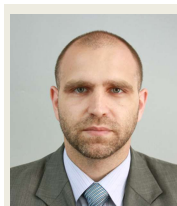
DOI: 10.32347/2522-4182.5.2019.24-31

Анотація. Зведення висотних будівель з панелей із перехресно-клеєної деревини набуває все більшого розповсюдження в усьому світі. Об'єми виготовлення панелей з перехресно-клеєної деревини за останні десять років зросли більше ніж в двічі. Однак, враховуючи досить малий, в порівнянні з іншими традиційними конструкційними матеріалами, досвід застосування цих панелей, методика їх розрахунку потребує подальшого розвитку і удосконалення. У вітчизняних нормах проектування як і у навчально-методичній літературі не міститься жодних даних щодо особливостей розрахунку панелей з перехресно-клеєної деревини.

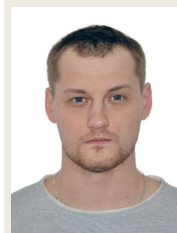
В цій статті розглянуто наявні в світовій практиці методики розрахунку панелей з перехресно-клеєної деревини. Проведено чисельні дослідження і аналіз наявних методик для трьох, п'яти та семи шарових панелей різних прольотів під дією рівномірно розподіленого навантаження різної інтенсивності.

За результатом проведеного аналізу наявних в світовій практиці методик розрахунку панелей з перехресно-клеєної деревини за другим граничним станом, визначено діапазон їх застосування для різних прольотів та для різних рівнів інтенсивності рівномірно розподіленого навантаження.

Ключові слова. Перехресно-клеєна деревина, другий граничний стан, панелі з перехресно-клеєної деревини, напружено-деформований стан.



Денис Михайловський
доцент кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій
к.т.н., доц.



Андрій Комар
інженер кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Панелі з перехресно-клеєної деревини (ППКД), більш відомі в світовій практиці як панелі із CLT (скорочено від англ. - cross laminated timber) набувають все ширшого застосування завдяки своїм високим міцністним та архітектурно-естетичним властивостям [1, 2]. Перехресно-клеєна деревини (ПКД) - це конструкційний матеріал, одержаний в результаті склеювання під тиском розташованих взаємно перпендикулярно ламелей – дощок, можливо навіть з різних класів міцності і навіть порід деревини з вологістю 8-12%. ППКД як правило складаються з трьох, п'яти або семи шарів (рис. 1), в залежності від проектних вимог (навантаження, прольот тощо). Зазвичай зовнішні шари ППКД виготовляються з більш міцної деревини і розташовуються вздовж елементу для панелей перекриття і по висоті, - для стінових панелей.

ППКД використовують в якості несучих стін та плит перекриття і покриття в мало- та бага-

топоверхових будинках різноманітного призначення [3, 4].

Слід відзначити, що враховуючи досить малий, в порівнянні з іншими традиційними конструкційними матеріалами, досвід застосування цих панелей, методика їх розрахунку потребує подальшого розвитку і удосконалення. У вітчизняних нормах проектування як і у навчально-методичній літературі не міститься жодних даних щодо особливостей розрахунку панелей з перехресно-клеєної деревини.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Значний внесок в методику проектування та розрахунку ПКП внесли відомі Європейські вчені: Blass H.J. [5], Hofstetter K. [6], Schickhofer G. [7] та інші.

В світовій практиці існує чотири методики розрахунку ППКД за другим граничним станом або експлуатаційною придатністю [8, 9]: балочна теорія Тимошенко; γ -метод; композитний метод; теорія Крейзінгера.

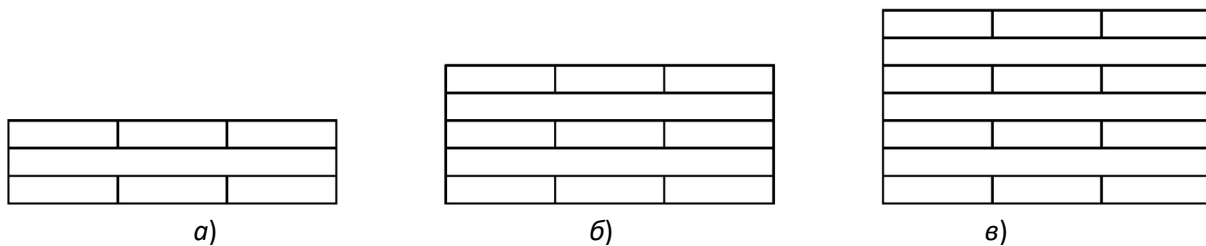


Рис.1. Загальний вигляд поперечного перерізу панелі з перехресно-клеєної деревини: *a* – трьох шарової; *б* – п'яти шарової; *в* – семи шарової.

Fig.1. General view of the cross-section of the panel cross laminated timber: *a* – three layers; *б* – five layers; *в* – seven layers.

γ -метод рекомендується використовувати для розрахунку простих механічно з'єднаних балок.

Прогин панелі за γ -методом задається як функція лише від моментів:

$$w = \int \frac{M \overline{M}}{EI_{ef}} dx. \quad (5)$$

Формула (5) при рівномірно розподіленому навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot (EI)_{ef}}. \quad (6)$$

Використовуючи коефіцієнти γ в визначенні ефективної згинальної жорсткості $(EI)_{ef}$ можна розрахувати механічно з'єднані балки (складена балка з'єднана за допомогою шпонок або болтів тощо) від трьох і більше окремих шарів за допомогою рівняння (7).

Теорія Тимошенко застосовується для визначення прогинів плит перекриття. Прогин панелі задається як функція від моментів та сил зсуву:

$$w = \int \frac{M \overline{M}}{EI_{net}} dx + \int \frac{V \overline{V}}{GA_s} dx. \quad (1)$$

Формула (1) при рівномірно розподіленому навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot G \cdot A_s}. \quad (2)$$

в якій: q – експлуатаційне рівномірно розподілене навантаження; L – прольот плити; EI_{net} – згинна жорсткість що визначається за формулою (3); GA_s – зсувна жорсткість, що визначається за формулою (4).

$$E \cdot I_{net} = \sum_{i=1}^n E_i I_i + E_i A_i a_i^2. \quad (3)$$

$$G \cdot A_s = k \sum_{i=1}^n G_i b_i t_i. \quad (4)$$

$$(E \cdot I)_{ef} = \sum_{i=1}^3 \left(\underbrace{E_i \cdot I_i}_A + \gamma_i \cdot \underbrace{E_i \cdot A_i \cdot a_i^2}_B \right). \quad (7)$$

Коефіцієнти γ_i враховують зсувні деформації в напівжорсткому з'єднанні окремих складових (рис. 2). Якщо маємо справу з складеною балкою з окремих дерев'яних елементів коефіцієнт $\gamma = 0$, а частина B у формулі 7 перетворюється в нуль. В цьому випадку загальна ефективна жорсткість враховує тільки жорсткість на згин окремих елементів складеної балки (рис. 2, в). Для балки з суцільної або клеєної деревини (монолітний поперечний переріз) коефіцієнт $\gamma = 1$ (рис. 2, а). Для складених балок з з'єднанням що має певну податливість (механічні з'єднання за допомогою шпонок, стяжних болтів тощо) коефіцієнт $0 < \gamma \leq 1$ (рис. 2, б).

Саме останньому варіанту найбільше підходить робота ППКД.

Даний метод є дуже обмежений у використанні і забезпечує точне рішення диференційного рівняння лише для шарнірно обпертої панелі із рівномірно розподіленим навантаженням [10]. Також γ -метод не враховує зсувні деформації окремих шарів і відповідно точне рішення можна отримати для балок із прольотами настільки великим, що зсувні деформації стають мізерними. Проте даний метод є досить точний для співвідношення I_{ef}/I_{net} яке наближається до одиниці.

Композитний метод описаний в [8].

Прогин панелі за композитним методом задаються як функція лише від моментів з введенням коефіцієнту k_1 до згинної жорсткості:

$$w = \int \frac{M\bar{M}}{EI \cdot k_1} dx. \quad (8)$$

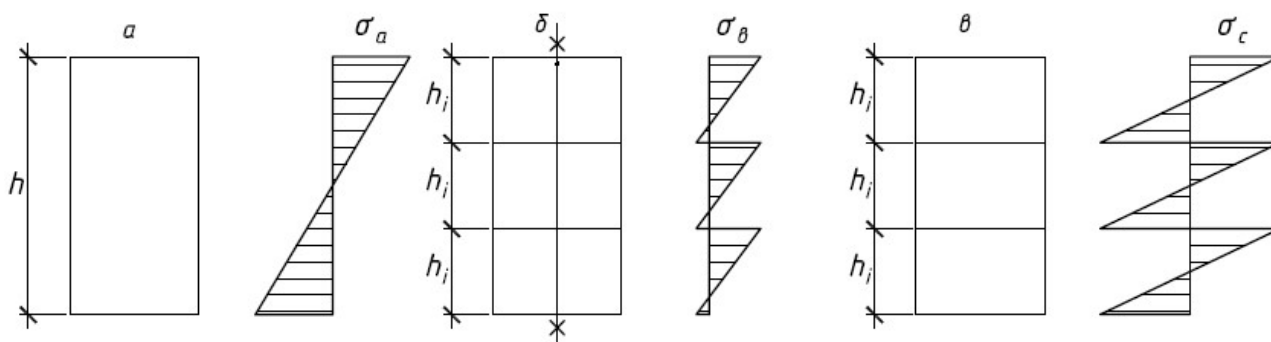


Рис.2. Епюри нормальних напружень: *a* - цілого поперечного перерізу; *б* - поперечного перерізу, складеного із трьох окремих елементів з'єднаних за допомогою напівжорсткого з'єднання; *в* - поперечний переріз, складений за допомогою трьох вільно накладених елементів.

Fig.2. Diagrams of normal stresses: *a* - whole cross-section; *b* - cross-section made up of three separate elements connected by means of a semi-rigid connection; *v* - cross-section made up of three freely superimposed elements.

Метод Крейзінгера (метод аналогії зсуву) дуже схожий до методу Тимошенко з однією відмінністю, введенням коефіцієнту корекції зсуву. Він включений до національного додатку до EC5 Великої Британії [9].

Прогин панелі як і в теорії Тимошенко задається як функція від моментів та сил зсуву:

$$w = \int \frac{M\bar{M}}{EI_{net}} dx + \int \frac{V\bar{V} \cdot k}{GA_{ef}} dx. \quad (12)$$

Концепція розрахунку полягає у переході реальної ППКД як до складеної балки, що включає в себе декілька механічно – з'єднаних

Формула (8) при рівномірно розподіленому навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot k_1}. \quad (9)$$

Формула (8) при зосередженому у вигляді сили навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I \cdot k_1}. \quad (10)$$

В усіх формулах коефіцієнт k_1 для плит з зовнішніми шарами вздовж основного прольоту визначається за формулою:

$$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}. \quad (11)$$

Даний метод підходить для розрахунку елементів з будь-якою конфігурацією навантаження. Жорсткість при цьому не залежить від прольоту та умов закріплення.

елементів в єдиний фіктивний гомогенізований елемент (рис. 3).

Зсувні деформації окремих елементів визначаються в залежності від: $(GA)_A = S_A = \infty$ - частина із нескінченною осью жорсткістю; $(GA)_B = S_B$ - жорсткість зсуву компоненту *B*.

Формула (12) при рівномірно розподіленому навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{q \cdot L^2 \cdot k}{8 \cdot G \cdot A_{ef}}. \quad (13)$$

в якій: q – експлуатаційне рівномірно розподілене навантаження; L – прольот плити; EI_{net} – згинна жорсткість; GA_{ef} – зсувна жорсткість.

При навантаженні зосередженою силою формула (12) набуває вигляду:

$$w = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{P \cdot L \cdot k}{4 \cdot G \cdot A_{ef}}. \quad (14)$$

В формулах (13) та (14) зсувна жорсткість визначається за формулою (15):

$$G \cdot A_{ef} = \frac{b \cdot a^2}{\frac{h_1}{2G_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i} + \frac{h_n}{2G_n}}, \quad (15)$$

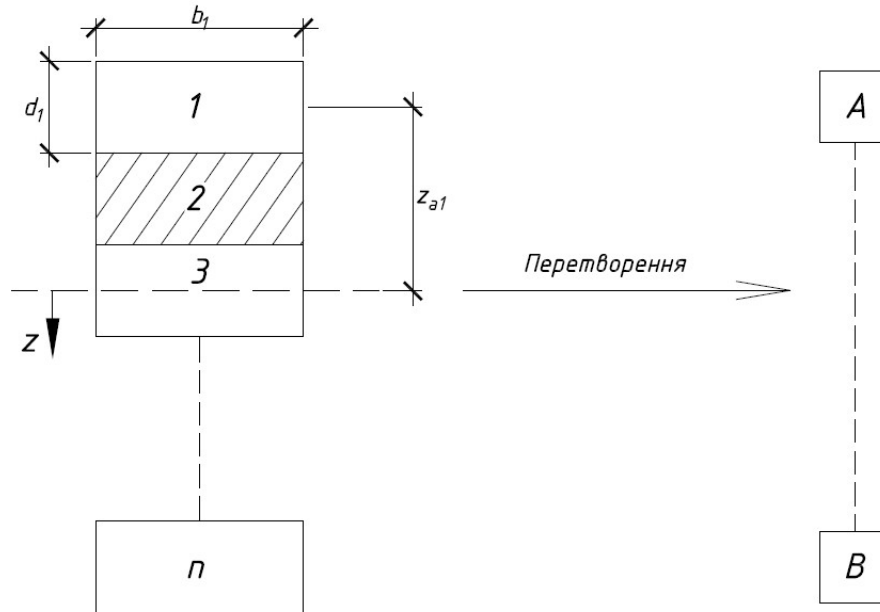


Рис.3. Перетворення складеного перерізу у фіктивний елемент.

Fig.3. Convert composite section in the dummy element.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В попередньому параграфі описані існуючі методики розрахунку ППКД за другим граничним станом. Фактична різниця цих методик полягає в визначенні приведених геометричних характеристик плит та врахуванні зсуву.

де $a = h_{total} - \frac{h_1}{2} - \frac{h_n}{2}$.

Даний метод підходить для панелей під різним навантаженням, з різною кількістю шарів та при прольотах більше 8м. Причому рекомендується приймати коефіцієнт $k = 1,2$ для прямокутних перерізів.

Нижче в табличній формі представлено порівняння існуючих методик для плит завантажених рівномірно розподіленим навантаженням (табл. 1).

Табл. 1. Порівняльна таблиця існуючих методик розрахунку ППКД завантажених рівномірно розподіленим навантаженням

Table 1. Comparison table of existing methods for calculating CLT panels loaded evenly distributed load

1	Значення прогину, w	EI_{net}, EI_{ef}, EI	GA_s, GA_{ef}
	2	3	4
балочна теорія Тимошенко	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot G \cdot A_s}$	$\sum_{i=1}^n E_i I_i + E_i A_i a_i^2$	$k \sum_{i=1}^n G_i b_i t_i$
γ - метод	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}}$	$\sum_{i=1}^n (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2)$	
Композитний метод	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot k_1}$	$\sum_{i=1}^n E_i I_i + E_i A_i a_i^2$	
теорія Крейзі-нґера	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{q \cdot L^2 \cdot k}{8 \cdot G \cdot A_{ef}}$	$\sum_{i=1}^n E_i I_i + E_i A_i a_i^2$	$\frac{b \cdot a^2}{\frac{h_1}{2G_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i} + \frac{h_n}{2G_n}}$

Для γ - методу, додатково проведено чисельні дослідження максимально допустимого прольоту двох типів ППКД в залежності від співвідношення I_{ef} / I_{net} . Критерієм який обмежує прольот елемента прийнята величина граничного відносного прогину 1/200. Для досліджень були прийняті наступні типи панелей: CLT 3 – трьох шарова ППКД з однакових

дошок завтовшки 40 мм; CLT 5 – п'яти шарова ППКД з однакових дошок завтовшки 40 мм. Результати проведених досліджень представлені на рис. 4. Як бачимо співвідношення I_{ef} / I_{net} більше впливає на панелі з меншою кількістю шарів дошок.

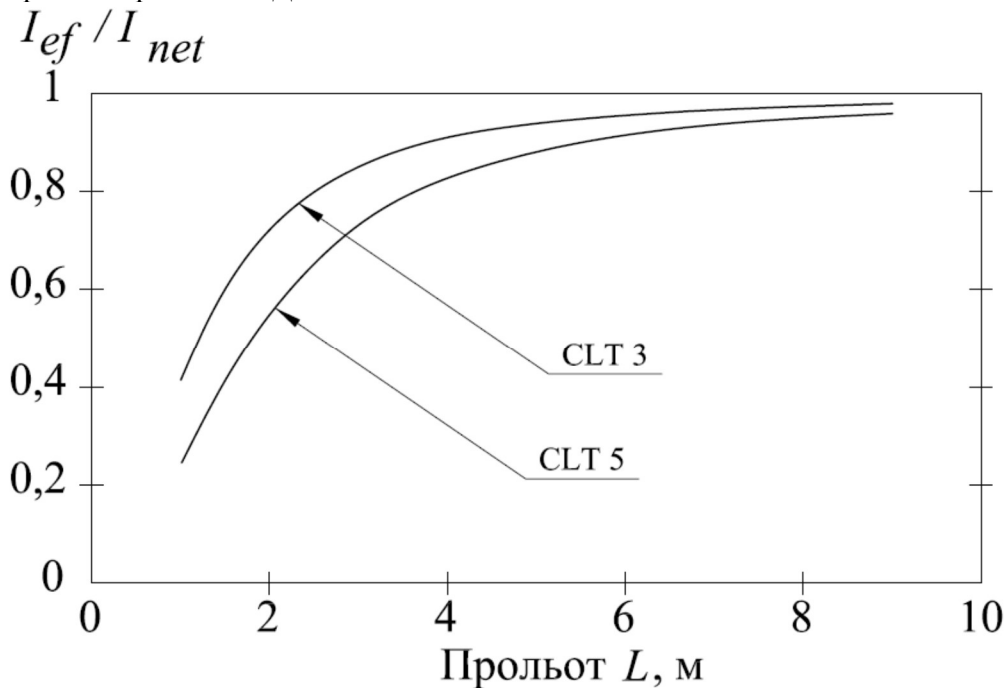


Рис.4. Графік порівняння ППКД в залежності від прольоту L та співвідношення I_{ef} / I_{net} .

Fig.4. Graph comparison of CLT panels depending on span L and I_{ef} / I_{net} ratio.

Для аналізу схожості методик наведених вище проведені чисельні дослідження змінюючи геометричні параметри плит (кількість шарів – товщину поперечного перерізу, розрахунковий прольот) та навантаження. Всі шари ППКД прийняті завтовшки 20 мм з деревини класу міцності С24, з наступними характеристиками матеріалу: $E_{0,mean} = 11000$ МПа, $E_{90,mean}$

$= 3700$ МПа, $G_{mean} = 690$ МПа.

Дослідження стосувались 3-х, 5-ти та 7-ми шарових плит, шириною 1м, прольотами 3, 6 і 9 м, з рівномірно розподіленим по площі навантаженням 1,5 кН/м² та 5,0 кН/м².

Результати розрахунків представлені в табличній формі (табл. 2, 3, 4).

Табл. 2. Значення прогинів для три шарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні
Table 2. Deformation values for three-layer CLT panels at evenly distributed load

Навантаження	1,5 кН/м ²			5 кН/м ²		
	3	6	9	3	6	9
Прольот, м						
	Значення прогину					
Показник	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	5	6	7
Балочна теорія Тимошенко	9,9	153,0	769,9	30,1	466,1	2345,7
γ - метод	9,5	152,4	766,7	29,0	461,9	2336,1
Композитний метод	9,5	151,3	766,2	28,8	461,1	2334,4
Теорія Крейзінгера	9,7	152,4	768,5	29,6	464,3	2341,5

Табл. 3. Значення прогинів для п'яти шарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні
Table 3. Deformation values for five-layer CLT panels at evenly distributed load

Навантаження	1,5 кН/м ²			5 кН/м ²		
	3	6	9	3	6	9
Прольот, м						
	Значення прогину					
Показник	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	5	6	7
Балочна теорія Тимошенко	2,9	44,2	220,3	8,5	127,24	636,0
γ - метод	2,7	43,1	217,9	7,8	124,6	636,0
Композитний метод	2,9	45,8	232,0	8,2	132,6	671,0
Теорія Крейзінгера	2,8	43,6	218,98	8,2	126,0	633,2

Табл. 4. Значення прогинів для семи шарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні
Table 4. Deformation values for seven-layer CLT panels at evenly distributed load

Навантаження	1,5 кН/м ²			5 кН/м ²		
	3	6	9	3	6	9
Прольот, м	Значення прогину					
Показник	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	5	6	7
Балочна теорія Тимошенко	1,3	19,5	96,6	3,2	53,7	266,4
γ - метод	1,2	18,8	95,1	3,3	51,9	262,3
Композитний метод	1,4	22,9	115,91	3,9	63,2	319,8
Теорія Крейзінгера	1,3	19,2	95,910	3,5	52,9	264,6

За проведеним аналізом одержаних результатів слід зазначити, що всі існуючі і прийняті для порівняння методики дають дуже близькі значення. Для тришарових панелей різниця в методах становить до 7% при малих прольотах і зменшується до 4% при збільшенні прольоту ППКД. Для п'ятишарових панелей також спостерігається найбільше розходження при малих прольотах до 10%, зі збільшенням прольоту розбіжність результатів становить вже 8%. Для семишарових панелей розбіжність в результатах одержаних за композитним методом і іншими наведеними вище зростає до 19%, однак слід зазначити, що скоріш за все методика композитного методу погано враховує особливості роботи семишарових ППКД. Якщо відкинути композитний метод, то при розрахунку прогинів за різними методиками різниця становить від 3-х до 5-ти % зі збільшенням пов'язаним зі збільшенням прольоту панелі.

Найбільш простим і таким що дає гарні результатами розрахунку за будь якого складу ППКД при будь-яких прольотах і навантаженнях можна визнати метод Крейзінгера.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Як видно з проведених чисельних досліджень всі чотири методики розрахунку ППКД за другим граничним станом мають певні розбіжності.

Метод Тимошенко, γ-метод та композитний метод аналогії зсуву розроблені для розрахунку механічно – з'єднаних складених балок

(на шпонках, болтах тощо), і для розрахунку перехресно клеєдощатих панелей можуть застосовуватися з певними припущеннями. Розрахунок можна проводити тільки ототожнюючи напівжорстке з'єднання з поперечними шарами ППКД.

Всі чотири відомі на сьогодні в світовій практиці методики розрахунку ППКД за другим граничним станом мають певні обмеження в залежності від прольоту, кількості шарів панелей та виду прикладеного навантаження. На сьогодні існує нагальна потреба в розробці сучасної універсальної інженерної методики розрахунку ППКД як окремих елементів так і будівель з їх використанням в цілому.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Downing, B., Spickler K.** Timber tower research project. 2013. Chicago: Softwood Lumber Board, 72 p.
2. **Harch B.J.L.** The investigation into the optimisation of cross laminated timber panels for use in the Australia building industry. 2010. Australia: Queensland University of Technology, 119 p.
3. **Ashtari S.**, In-plane stiffness of cross-laminated timber floors. 2012. Master Thesis. Vancouver: The University of British Columbia, 146 p.
4. **Joseph F. Miller.** Design and analysis of mechanically laminated timber beams using shear keys. 2009. USA, Michigan: Michigan technological University, 211 p.
5. **Blass H.J., Görlacher R.** Bemessung im

- Holzbau:rettsperholz-Berechnungsgrundlagen. Holzbau-Kalender. Bruder-Verlag, Karlsruhe. 2003. pp. 580-598.
6. **Stürzenbecher R., Hofstetter K., Eberhardsteiner J.** Structural design of Cross Laminated Timber (CLT) by advanced plate theories. *Composites Science and Technology*, 70(9). 2010. pp. 1368-1379.
 7. **Bogensperger T., Moosbrugger T., Schickhofer G.** New test configuration for CLT-wall elements under shear load. CIB-W18 Timber Engineering. Karlsruhe, Germany. 2007. pp. 21-40.
 8. The CLT Handbook. CLT structures – facts and planning. Föreningen Sveriges Skogsindustrier. Stockholm. 2019. 187 p.
 9. **Blab H.J., Sandhaas C.** Timber engineering principles for design. KIT Scientific Publishing. 2017. 658 p.
 10. **Ahvenainen J., Sousa H.S.** Multistorey building made of CLT: How to design it right?. In: Seminário: “Construir em madeira”, Guimarães, Portugal, 2016. pp. 95-118.

REFERENCES

1. **Downing, B., Spickler K.** Timber tower research project. 2013. Chicago: Softwood Lumber Board, 72 p.
2. **Harch B.J.L.** The investigation into the optimisation of cross laminated timber panels for use in the Australia building industry. 2010. Australia: Queensland University of Technology, 119 p.
3. **Ashtari S.** In-plane stiffness of cross-laminated timber floors. 2012. Master Thesis. Vancouver: The University of British Columbia, 146 p.
4. **Joseph F. Miller.** Design and analysis of mechanically laminated timber beams using shear keys. 2009. USA, Michigan: Michigan technological University, 211 p.
5. **Blass H.J., Görlacher R.** Bemessung im Holzbau: Brettsperrholz-Berechnungsgrundlagen. Holzbau-Kalender. Bruder-Verlag, Karlsruhe. 2003. pp. 580-598.
6. **Stürzenbecher R., Hofstetter K., Eberhardsteiner J.** Structural design of Cross Laminated Timber (CLT) by advanced plate theories. *Composites Science and Technology*, 70(9). 2010. pp. 1368-1379.
7. **Bogensperger T., Moosbrugger T., Schickhofer G.** New test configuration for CLT-wall elements under shear load. CIB-W18 Timber Engineering. Karlsruhe, Germany. 2007. pp. 21-40.
8. The CLT Handbook. CLT structures – facts and

- planning. Föreningen Sveriges Skogsindustrier. Stockholm. 2019. 187 p.
9. **Blab H.J., Sandhaas C.** Timber engineering principles for design. KIT Scientific Publishing. 2017. 658 p.
 10. **Ahvenainen J., Sousa H.S.** Multistorey building made of CLT: How to design it right?. In: Seminário: “Construir em madeira”, Guimarães, Portugal, 2016. pp. 95-118.

Analysis of existing methods of calculation of panels of cross-laminated timber by the serviceability limit state

Denis Mykhaylovskiy, Andriy Komar

Summary. The erection of high-rise buildings from cross-laminated timber panels is becoming more widespread worldwide. The production of cross-laminated timber panels has more than doubled in the last ten years. However, given the relatively small, compared to other traditional structural materials, the experience of using these panels, the method of their calculation requires further development and improvement. The national standards of design, as well as in the educational and methodical literature, do not contain any data on the features of the calculation of panels made of cross-laminated timber.

This article describes the methods of calculating cross-laminated timber panels available in the world. Numerical studies and analysis of available techniques for three, five and seven layered panels of different spans were conducted under the action of evenly distributed load of varying intensity.

As a result of the analysis of the methods of calculating cross-laminated timber panels available in the world practice according to the serviceability limit state, the range of their application for different spans and for different levels of intensity of uniformly distributed load is determined.

Key words. Cross-laminated timber, serviceability limit state, panels of cross-laminated timber, stress-strain state.

Розрахунок вузлів монолітних рам з напруженою арматурою на бетон в розрахунковому комплексі «ЛІРА-САПР»

Олександр Козак

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
130788kozak@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0025-6554

DOI: 10.32347/2522-4182.5.2019.32-38

Анотація. Напружено-деформований стан похилих перерізів залишається мало вивченим (в порівнянні з нормальними перерізами), підтвердження чого є відсутність єдиної методики розрахунку, яка б враховувала всі фактори, що впливають на роботу залізобетонних елементів при одночасній дії згинального моменту, поперечної та поздовжньої сили.

Попереднє напруження може здійснюватися як зі зчепленням напруженої арматури з бетоном, так і без нього. Відмінність технології постнапруження від широко відомого попереднього напруження (здійснюваного в умовах заводу ЗБВ), полягає в тому, що напружена арматура натягується після бетонування і набору бетоном достатньої передаточної міцності (приблизно 70-80% марочної міцності). Для забезпечення можливості натягу арматури, після твердіння бетону, вона повинна мати можливість вільного переміщення в бетоні. Для цього напружена арматура поміщується в канали (із металевих або пластикових труб). Передача зусиль на бетон здійснюється за допомогою встановлених на кінцях елементів анкерних пристроїв. Як правило, для попереднього напруження використовуються арматурні канати, що влаштовуються в конструкціях між верхньою й нижньою сіткою арматур відповідно до форми епюри згинальних моментів (лінією головних розтягуючих зусиль). При натягу канатів виникають напруження обтиску бетону (від сили натягу P) та розвантажувальне зусилля (реактивний тиск), що змінює свій напрямок на опорах в нерозрізних конструкціях.

Розрахунок опорних вузлів із криволінійною напруженою арматурою є досить важливим при проектуванні даних конструкцій. Одним із важливих питань є правильне моделювання таких



Олександр Козак
асистент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій
к.т.н.

вузлів у розрахункових комплексах для отримання достовірних результатів (напружень та переміщень).

Ключові слова. Похилі перерізи, несуча здатність, попередньо-напружена арматура, криволінійна попередньо-напружена арматура, натяг на бетон, розрахункова модель.

ВСТУП

Об'єктом дослідження являються залізобетонні вузли монолітних рам та нерозрізних балок із напруженою криволінійною арматурою без зчеплення з бетоном.

Для проведення експериментальних досліджень були запроєктовані та виготовлені монолітні проміжні вузли нерозрізної балки (вузол спряження балок з колоною). Виготовлені три серії зразків із різним розміщенням попередньо напруженої арматури:

- серія КБ-1 – без попередньо напруженої арматури;
- серія КБ-2 – із криволінійною напруженою арматурою (кут нахилу арматури $\alpha=6^\circ$);
- серія КБ-3 – із криволінійною напруженою арматурою (кут нахилу арматури $\alpha=13^\circ$).

Геометричні параметри зразків із розміщенням напруженої арматури зображені на рис.1.

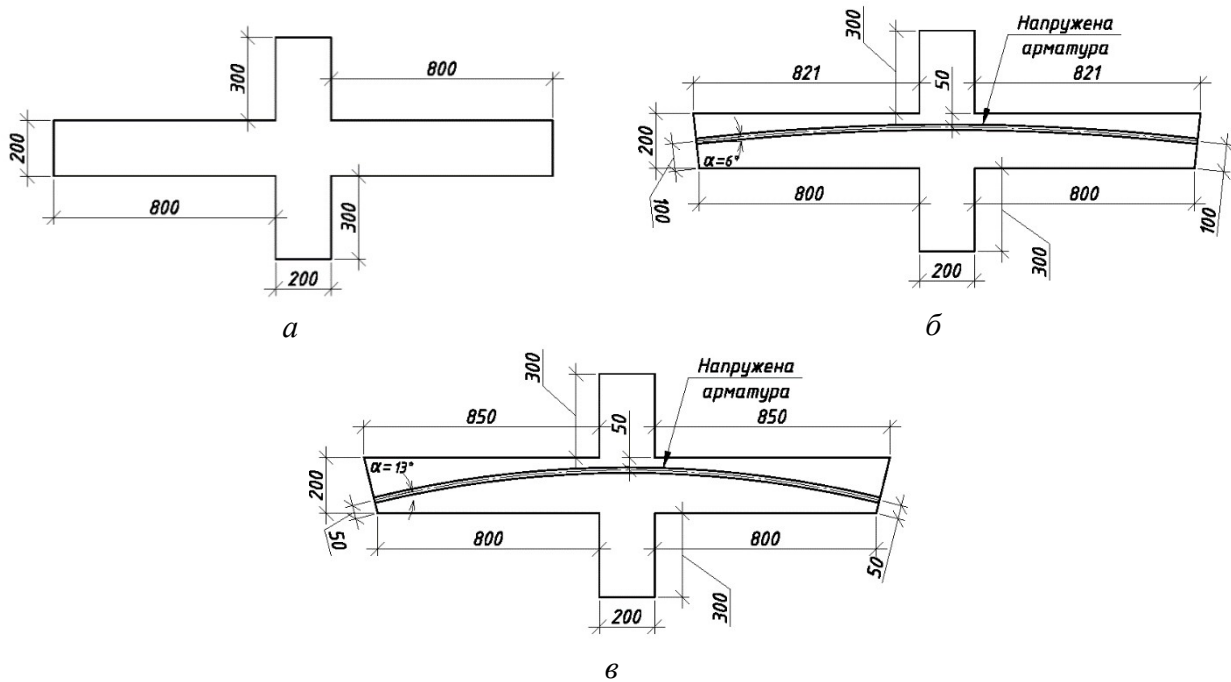


Рис.1. Геометричні характеристики дослідних зразків: а) серія КБ-1; б) серія КБ-2; в) серія КБ-3
Fig.1. Geometric characteristics of prototypes: а) type KB-1; б) type KB-21; в) type KB-3

Основне армування всіх серій зразків – ідентичне. Просторовий каркас утворений двома горизонтальними та двома вертикальними плоскими каркасами. Поздовжня верхня (робоча) арматура зразків – $\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$, конструктивна – $\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$, поперечна арматура – $\text{Ø}4\text{Bp}$ -з кроком 150 мм. Всі каркаси – зварні, виготовлені в заводських умовах. В якості напружуваної криволінійної арматури використовувався канат подвійної завивки $\text{Ø}15$ мм згідно ГОСТ 7668-80. Канат поміщався в пластикову трубу ($\text{Ø}20$ мм), попередньо забетонувана в зразку. Для забезпечення міцності зон анкерування попередньо напруженої арматури, додатково (по обидва кінці напружуваної арматури) влаштовані пружні спіралі із арматури $\text{Ø}4\text{Bp-I}$ (рис. 2.4). Основне армування всіх серій зразків – ідентичне (рис. 2.3). Просторовий каркас утворений двома горизонтальними та двома вертикальними плоскими каркасами. Поздовжня верхня (робоча) арматура зразків – $\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$, конструктивна – $\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$, поперечна арматура – $\text{Ø}4\text{Bp}$ -з кроком 150 мм. Всі каркаси – зварні, виготовлені в заводських умовах. В якості напружуваної криволінійної арматури використовувався канат подвійної завивки $\text{Ø}15$ мм згідно ГОСТ 7668-80. Канат поміщався в пластикову трубу ($\text{Ø}20$ мм), попередньо забетонувана в зразку. Для забезпечення міцності зон анкерування попередньо напруженої арматури, додатково (по обидва кінці на-

пружуваної арматури) влаштовані пружні спіралі із арматури $\text{Ø}4\text{Bp-I}$.

МЕТА І МЕТОДИ

Основна мета – моделювання дослідних зразків у розрахунковому комплексі “ПК ЛІРА-САПР 2018” та порівняти отримані дані із результатами експериментальних досліджень.

ОСНОВНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для моделювання розрахункових схем дослідних зразків з подальшою їх перевіркою із результатами експериментальних досліджень використали розрахунковий комплекс “ПК ЛІРА-САПР 2018”. В основу даної програми закладений розрахунок конструкції методом скінчених елементів з можливістю врахування фізичної та геометричної нелінійності.

Для аналізу напружено-деформованого стану, дослідні зразки були розбиті на об’ємні скінчені елементи із врахуванням геометричних та фізичних характеристик.

Робота бетону змодельована фізично нелінійними об'ємними скінченними елементами типу КЭ-236 (рис. 2). Поздовжня та поперечна арматура змодельована фізично нелінійними

стержневими скінченними елементами типу КЭ-210 (рис. 2). Попередньо напружена арматура задана за допомогою стержневих скінченних елементів КЭ-10 (рис. 2).

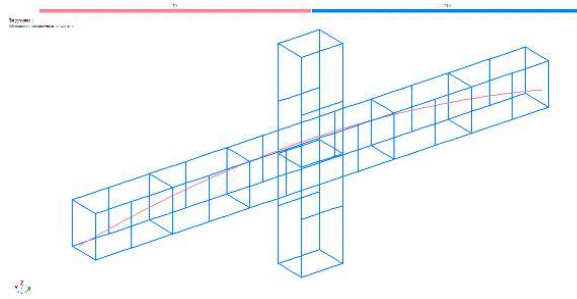
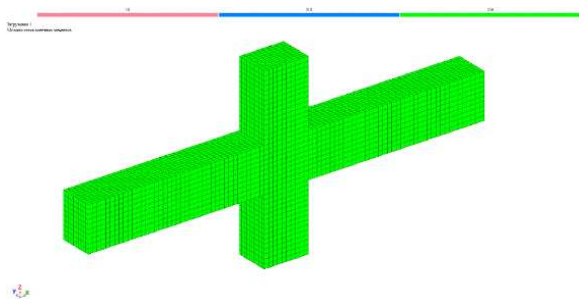


Рис.2. Схеми типів скінченних елементів для дослідних зразків
Fig.2. Schemes of finite element types for prototypes

В результаті усіх моделювань матеріалів отримали 14641 вузлів та 12920 елементів для зразків серії КБ-1 (без попередньо напруженої арматури), а для зразків серій КБ-2 та КБ-3 (із напруженою арматурою) – 14732 вузлів та 13010 елементів.

Характеристики бетону та арматури (напруженої та звичайної) прийняті згідно результатів випробувань матеріалів, із врахуванням нелінійної роботи: для бетону використано 21-й експоненціальний закон деформування бетону, а для арматури 15-й – експоненціальний закон деформування сталі. Ці два закони дають можливість врахувати сумісну роботу двох матеріалів.

Попереднє напруження змодельоване за допомогою різниці температур стержня (рис. 4.6, б). Згідно із методикою, різницю температур визначають за формулою:

$$t_1 - t_2 = -\frac{\varepsilon_0}{\alpha}, \quad (1)$$

Зразки серії КБ-1 (без напруженої арматури) розраховувався на два навантаження: власна вага балки та корисне навантаження на кожен край балки у відповідності до схеми випробування зразків.

Зразки серії КБ-2 та КБ-3 (із криволінійною напруженою арматурою) розраховувався на три

навантаження: власна вага балки, попереднє напруження канату та корисне навантаження.

Моделювання нелінійного навантаження виконане наступним чином: для зразків серії КБ-1 на першому етапі завантаження діє власна вага конструкцій, а на другому етапі – корисне навантаження; для зразків серій КБ-2 та КБ-3 на першому етапі завантаження діє власна вага конструкцій, на другому етапі – зусилля попереднього напруження, а на третьому етапі – корисне навантаження. Для розрахунку використовувався кроковий метод розрахунку, тому кожне навантаження прикладалося ступенями: власна вага – 10 рівномірних кроків, попереднє напруження – 10 рівномірних кроків, корисне навантаження – 20 рівномірних кроків (один крок величиною 4 кН).

За результатами розрахунків отримані мозаїки напружень в бетоні на кожній ступені навантаження.

Для аналізу та порівняння результатів розрахунків в «ПК ЛІРА-САПР 2018» із експериментальними даними побудовані графіки залежності напружень в стиснутій зоні бетону від навантажень.

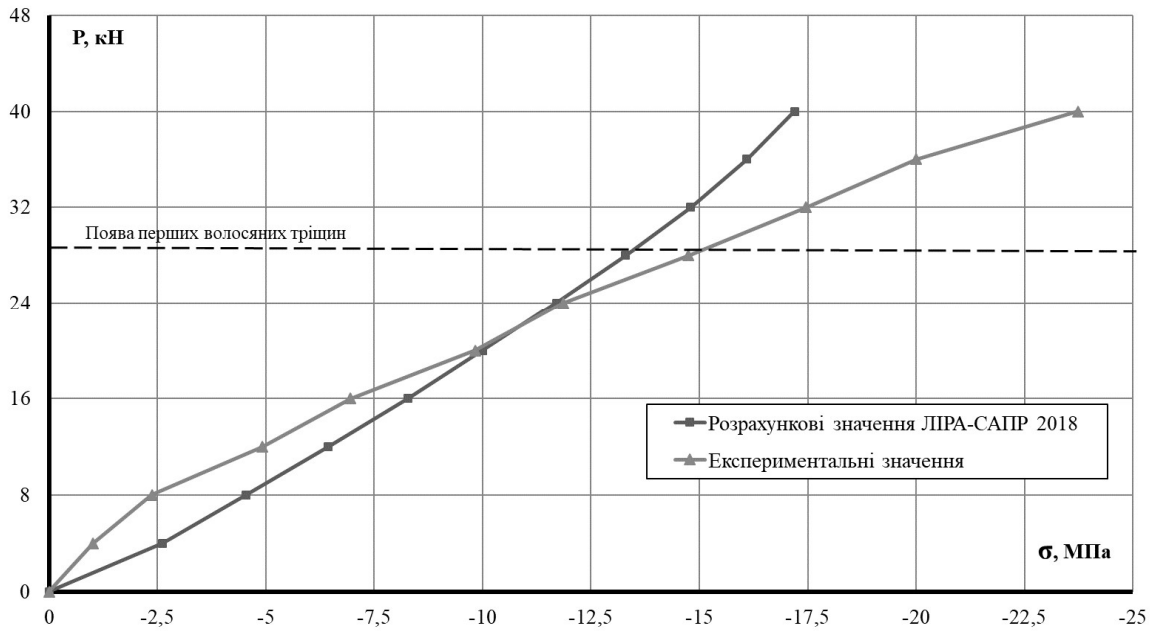


Рис.3. Графік середніх значень напружень стиснутої зони бетону дослідних зразків серії КВ-1
Fig.3. Graph of the average stresses of the compressed zone of concrete samples of the KB-1 series

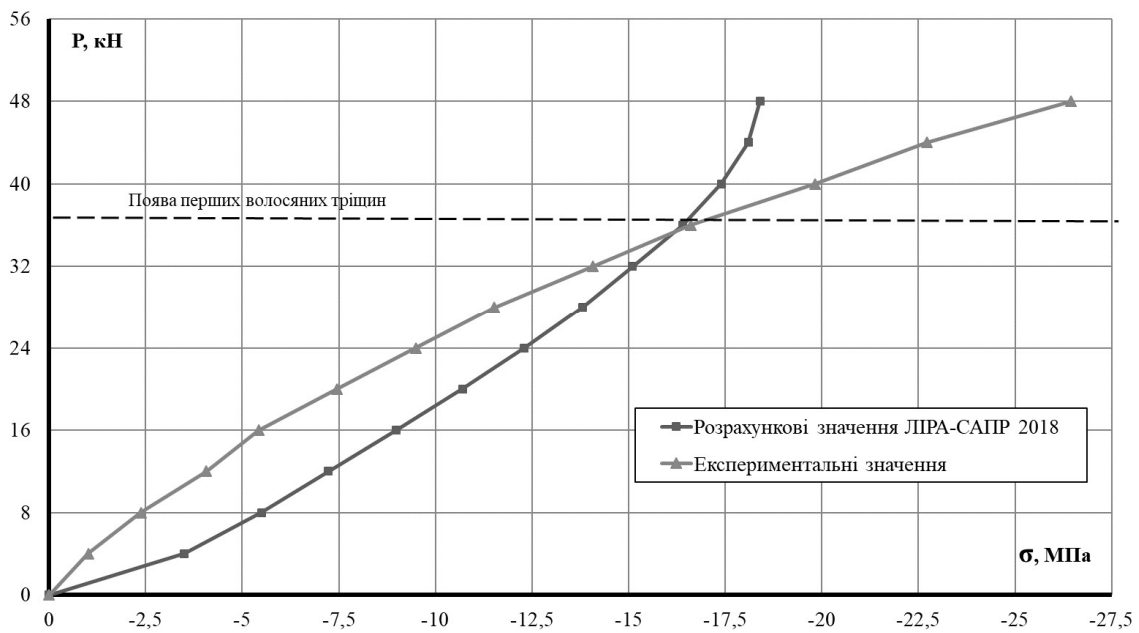


Рис.4. Графік середніх значень напружень стиснутої зони бетону дослідних зразків серії КВ-2
Fig.4. Graph of the average stresses of the compressed zone of concrete samples of the KB-2 series

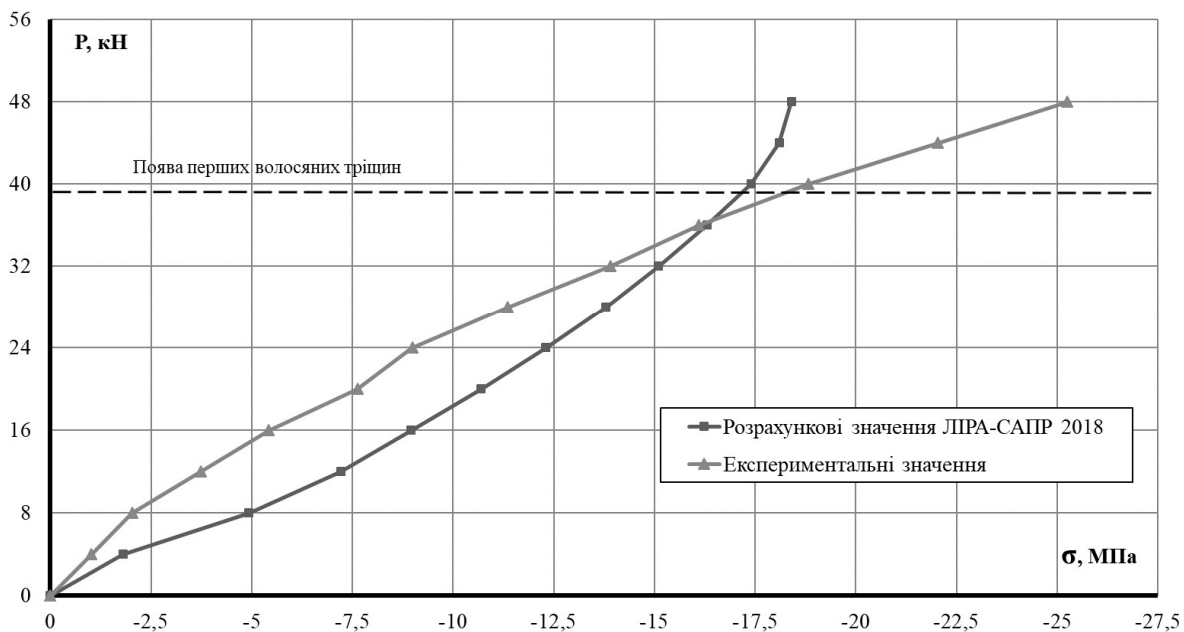


Рис.5. Графік середніх значень напружень стиснутої зони бетону дослідних зразків серії КВ-3
Fig.5. Graph of the average stresses of the compressed zone of concrete samples of the KB-3 series

При аналізі графіків зміни напружень в бетоні стиснутої зони є значні розбіжності між експериментальними значеннями та розрахунковими. Це пояснюється тим, що розрахункові значення напружень брались для крайніх скінчених елементів, а експериментальні значення напружень визначались на відстані 50 мм від грані. Розходження графіків після появи перших тріщин говорить про те, що «ПК ЛІРА-САПР 2018» дає дуже занижені результати.

За результатами розрахунків отримані мозаїки прогинів (переміщень) дослідних зразків на кожній ступені навантаження.

Для аналізу та порівняння результатів розрахунків в «ПК ЛІРА-САПР 2018» із експериментальними даними побудовані графіки залежності переміщень дослідних зразків від навантажень.

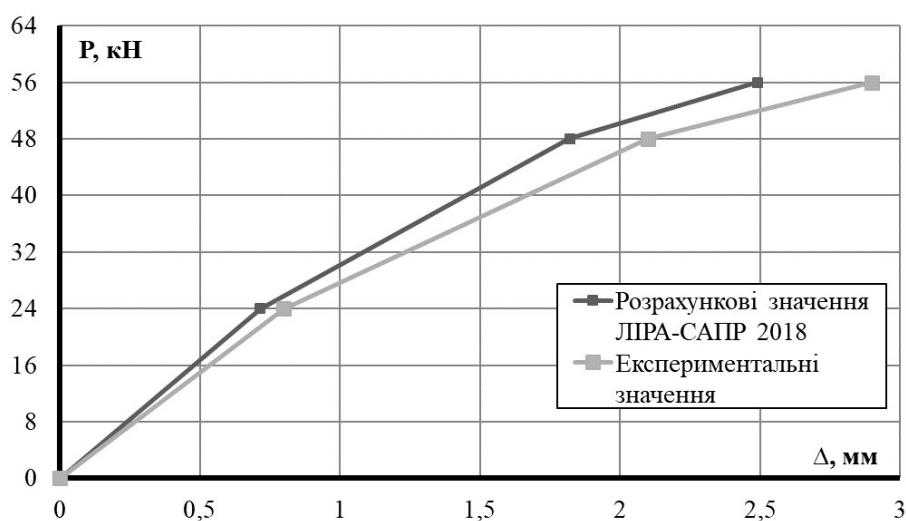


Рис.6. Графік середніх значень прогинів (переміщень) дослідних зразків серії КВ-1
Fig.6. Graph of average values of deflections (displacements) of prototypes of the KB-1 series

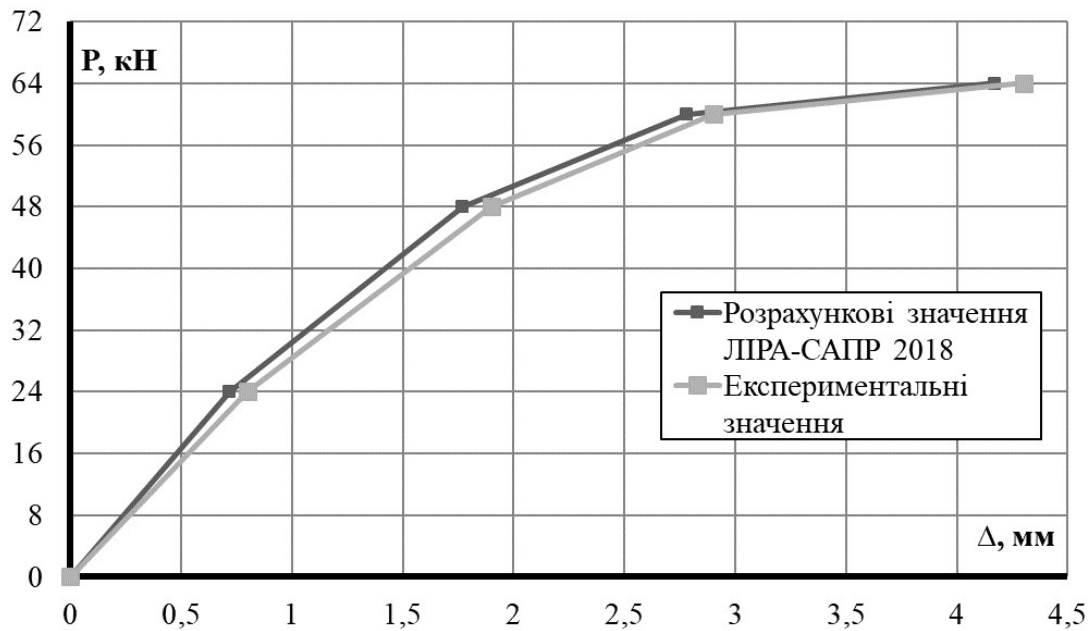


Рис.7. Графік середніх значень прогинів (переміщень) дослідних зразків серії КБ-2
Fig.7. Graph of average values of deflections (displacements) of prototypes of the KB-2 series

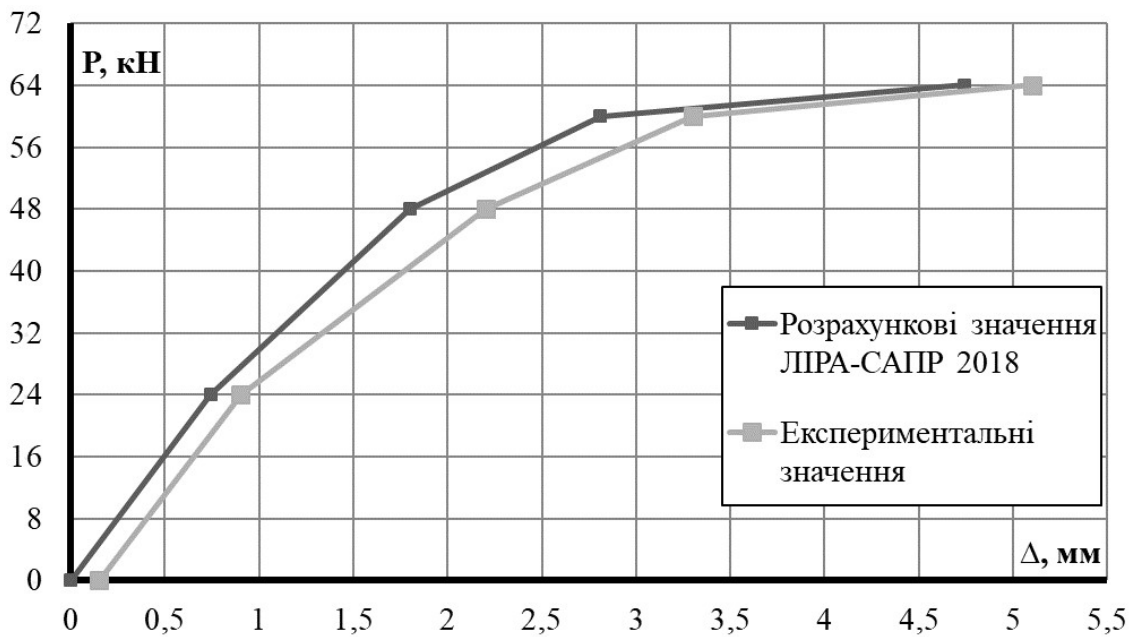


Рис.8. Графік середніх значень прогинів (переміщень) дослідних зразків серії КБ-1
Fig.8. Graph of average values of deflections (displacements) of prototypes of the KB-1 series

Аналіз графіків прогинів (переміщень) дослідних зразків показав достатньо добру збіжність розрахункових та експериментальних даних. Максимальне відхилення становить 16,2 %.

ВИСНОВКИ

Для порівняння експериментальних даних виконаний теоретичний розрахунок дослідних зразків в «ПК ЛІРА-САПР 2018» з урахуванням

фізичної нелінійності. Результати розрахунку дали достатньо добру збіжність з експериментальними даними. Проте після появи тріщин «ПК ЛІРА-САПР 2018» дає дуже занижені значення напружень в бетоні стиснутої зони та в напруженій арматурі.

1. **Baker A. Ahmada** A staticall indeterminate truss mechanism for reinforced noncrete beams, failing by shear. Bulletin d'Information CEB. – Paris, – №40. – 1964.
2. **O. Kozak, O. Zhuravskiy, M. Delyavskyy.** Effect of the pre-stressed reinforcement curvature on the bearing capacity of inclined sections of monolithic. Cite as: AIP Conference Proceedings 2077, 020027 (2019); <https://doi.org/10.1063/1.5091888> Published Online: 21 February 2019.
3. **Regan P.** Shear in reinforced concrete (an experimental study). A report to the construction industry research and information association. – London, 1971.
4. **Taerve L.** Codes and Regulations Utilisation of High Strength. High Performance Concrete. – 4-th Int. Sump. – Paris, 1996. – P.93-100.
5. **Vandewalle.** Recommendations of RILEM TC162-TDF: 'Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete: a-s-design method' (final recommendation), Mater. Struct. 36 (2003) 560-567.

REFERENCES

1. **Baker A. Ahmada** A staticall indeterminate truss mechanism for reinforced noncrete beams, failing by shear. Bulletin d'Information CEB. – Paris, – №40. – 1964.
2. **O. Kozak, O. Zhuravskiy, M. Delyavskyy.** Effect of the pre-stressed reinforcement curvature on the bearing capacity of inclined sections of monolithic. Cite as: AIP Conference Proceedings 2077, 020027 (2019); <https://doi.org/10.1063/1.5091888> Published Online: 21 February 2019.
3. **Regan P.** Shear in reinforced concrete (an experimental study). A report to the construction industry research and information association. – London, 1971.
4. **Taerve L.** Codes and Regulations Utilisation of High Strength. High Performance Concrete. – 4-th Int. Sump. – Paris, 1996. – P.93-100.
5. **Vandewalle.** Recommendations of RILEM TC162-TDF: 'Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete: a-s-design method' (final recommendation), Mater. Struct. 36 (2003) 560-567.

Calculation of nodes of monolithic frames with reinforcement stressed on concrete in the settlement complex "LIRA-CAD"

Oleksandr Kozak

Summary. The stress-strain state of sloping cross-sections remains poorly understood (in comparison with normal cross-sections), which is confirmed by the absence of a single method of calculation that would take into account all factors affecting the operation of reinforced concrete elements with simultaneous bending moment, action and longitudinal force.

Pre-tensioning can be carried out both with and without adhesion of a stressed reinforcement with concrete. The difference between the post-tension technology and the widely known pre-stress (carried out in the conditions of the WB plant) is that the stressed reinforcement is tensioned after concreting and concrete with sufficient transfer strength (approximately 70-80% of brand strength). To ensure that the tension of the reinforcement is possible, after the concrete has hardened, it must be able to move freely in the concrete. For this purpose, on-elastic fittings are placed in channels (made of metal or plastic pipes). Efforts on concrete are made by means of the anchor devices installed at the ends. Typically, prestresses use arm-tour ropes arranged in structures between the upper and lower meshes of the arm-tour according to the shape of the plot of bending moments (line of the main tensile forces). When tensioning the ropes, the tension of the compression of the concrete (from the force of tension P) and the unloading force (reactive pressure) arise, which changes its direction on the supports in non-different structures.

The calculation of the support units with curvilinear tension reinforcement is very important when designing these structures. One of the important issues is the proper modeling of such nodes in computational complexes to obtain reliable results (stresses and displacements).

Key words. inclined sections, pre-stressed reinforcement, pre-stressed curved reinforcement steel, post-tensioning, without adhesion to concrete, continuous beam, monolithic frames

Проект бетонної каное, армованої композитною арматурою

Олександр Журавський¹, Владислав Тимощук², Дмитро Журавський³

^{1,2,3}Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
¹zhuravskiy.od@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7065-3312
²tymoshchuk_vlad@ukr.net, orcid.org/0000-0001-6855-0031
³dima.zuravskiy@gmail.com, orcid.org/0000-0003-2702-9367

DOI:10.32347/2522-4182.5.2019.39-44

Анотація. Для участі у міжнародних змагань на бетонних каное серед студентів на кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій КНУБА була запроєктована та виготовлена бетонна каное, армована композитною арматурою. Конструкція каное була змодельована та розрахована у ПК «ЛІРА-САПР».

Ключові слова. Каное, базальтофібробетон, базальтова арматура, пінополістирол, метод скінчених елементів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Проблематика даної статті полягає у визначенні оптимальної товщини стінок каное, складу базальтофібробетону та схеми армування каное для забезпечення її міцності та тріщиностійкості, а також достатньої плавучості. Для досягнення мінімальної ваги каное прийнято використати не металеве армування.

КОНСТРУКЦІЯ ТА РОЗРАХУНОК БЕТОННОЇ КАНОЄ

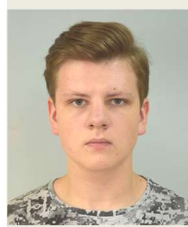
Для проекту бетонної каное були прийняті габаритні розміри від дерев'яної каное, яка показана на рис. 1. В плані каное має лінзоподібну форму. Загальна довжина каное складає 4,3 м, максимальна ширина – 900 мм. Мінімальна висота борта становить 400 мм. Згідно прийнятої технології виготовлення стінки та днище каное мають трьохшарову конструкцію, яка складається із внутрішнього та зовнішнього шару базальтофібробетону



Олександр Журавський
завідувач кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій
к.т.н., доц.



Владислав Тимощук
аспірант кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій



Дмитро Журавський
студент гр. ПЦБ-21 будівельного факультету

товщиною 3...5 мм та внутрішнього шару пінополістиролу товщиною 10 мм. Для підсилення найбільш напружених зон в зовнішньому шарі базальтофібробетону влаштовані карбонові сітки. У поперечному напрямку влаштовані поперечні ребра (шпангоути) з пінополістиролу товщиною 20 мм та висотою 20...30 мм. Вздовж верхніх граней бортів, вздовж кілевого ребра та вздовж шпангоутів була влаштована базальтова арматура діаметром 6 мм (по 2 стержня).

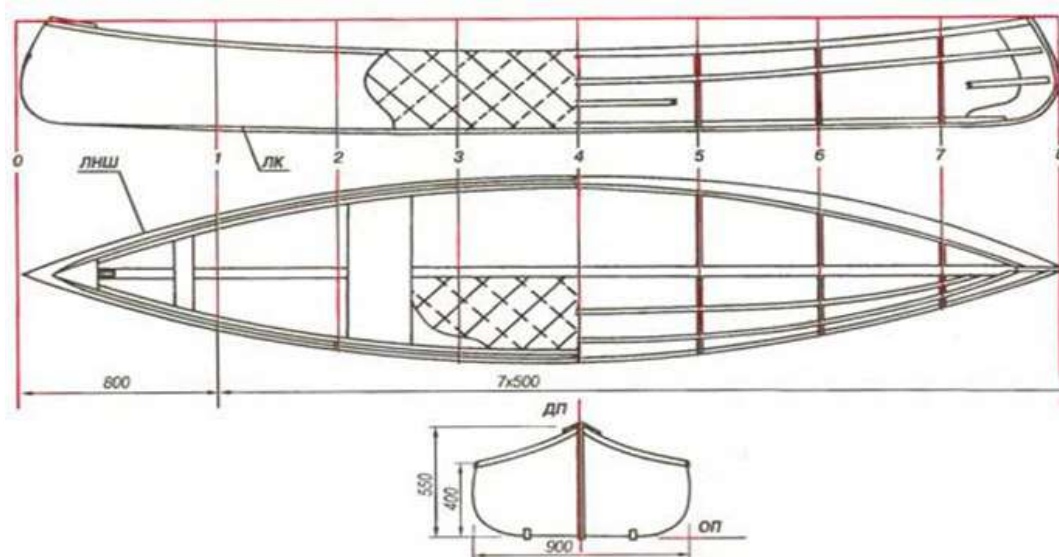


Рис. 1. Вихідні розміри дерев'яної двомісної каное, які були взяті для бетонної каное
Fig. 1. The original dimensions of the wooden double canoe that were taken for the concrete canoe

Для розрахунку каное була розроблена її розрахункова модель в ПК «ЛІРА-САПР» (рис. 2). Модель каное виконана у вигляді оболонки із плоских трикутних скінчених елементів. Також було додано лінійні елементи, що моделювали армування базальтовою арматурою (рис. 3). Лінійні та плоскі елементи з'єднані у вузлах жорстко.

У відповідності з даними виробника (Компанія «ТЕХНОБАЗАЛЬТ-ІНВЕСТ») модуль пружності стержневої арматури становить $70 \cdot 10^3$ МПа, а тимчасовий опір розриву – 1100 МПа, щільність -1,9 г/м³. Базальтова фібра прийнята товщиною 20 мкм та довжиною 50 мм.

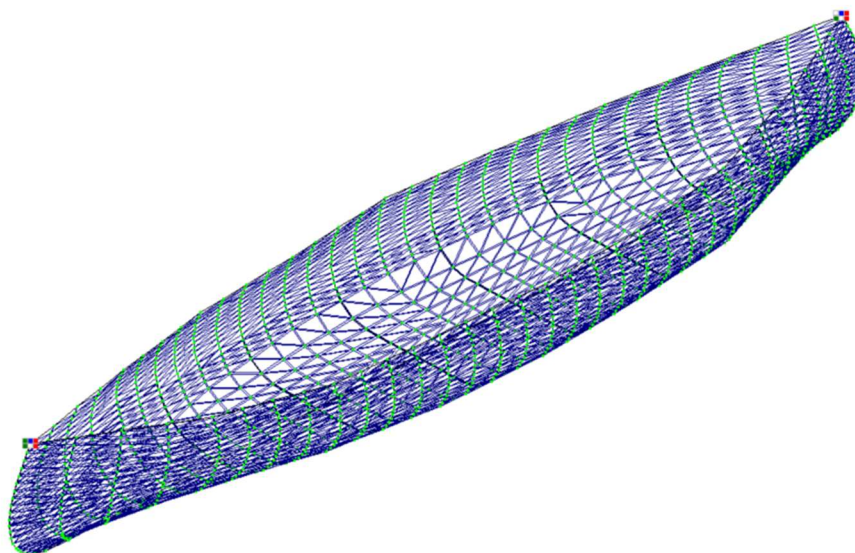


Рис. 2. Розрахункова модель бетонної каное в ПК «ЛІРА-САПР»
Fig. 2. Calculation model of concrete canoe in PC «LIRA-SAPR»

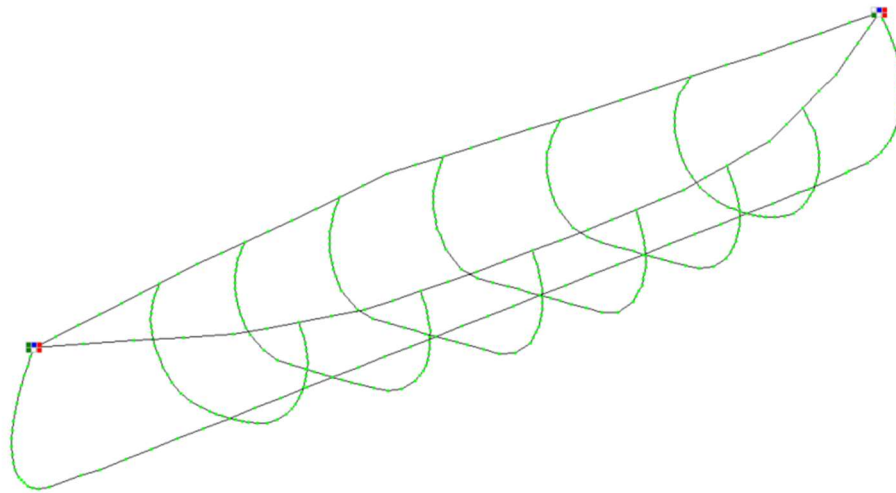


Рис. 3. Схема розміщення базальтової арматури
Fig. 3. Scheme of placement of basalt reinforcement

У якості бетонної матриці використано двокомпонентний гідроізоляційний розчин SILTEK V-33/E-33. Кількість базальтової фібри становила 3%. Для визначення характеристик базальтофібробетону були виготовлені дослідні зразки кубу з ребром 75 мм та зразки-«вісімки». У результаті випробування встановлена міцність базальтофібробетону на стиск 8,4 МПа, а на осьовий розтяг – 1,8 МПа.

Отримані розрахункові характеристики були використані при введенні жорсткостей скінчених елементів.

Навантаження на каное прикладалось від власної ваги, ваги двох гребців по 80 кг та гідростатичного тиску води.

У результаті розрахунку були отримані мозаїки напружень (рис. 4 та 5). Вони показали найбільш напружені зони, які були підсилені карбоновими сітками.

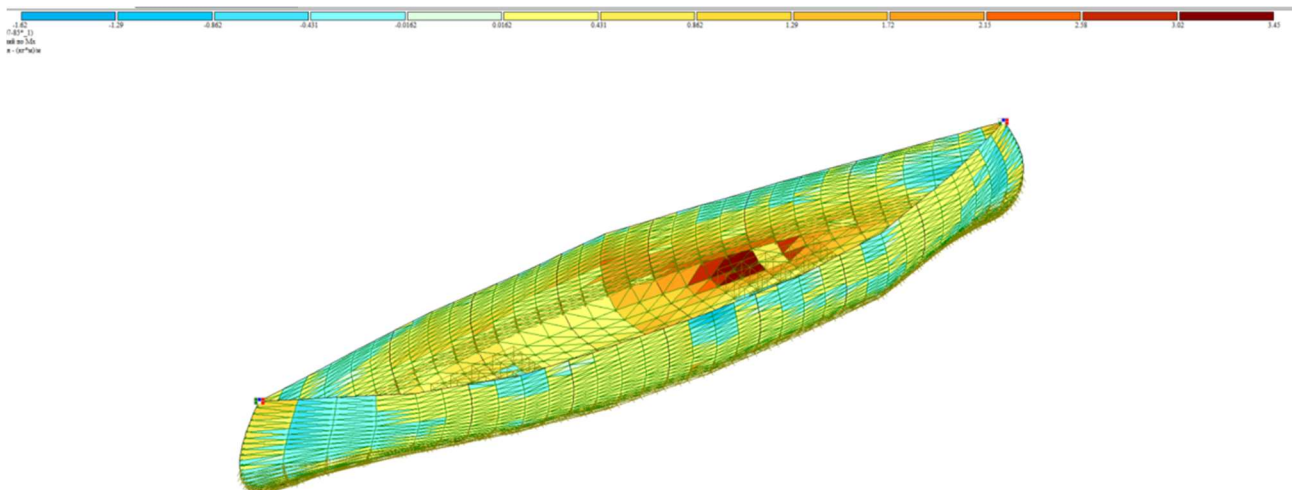


Рис. 4. Мозаїка напружень по M_x ($\text{кг}\cdot\text{м}/\text{м}^2$)
Fig. 4. Mosaic of stresses by M_x ($\text{kg}\cdot\text{m}/\text{m}^2$)

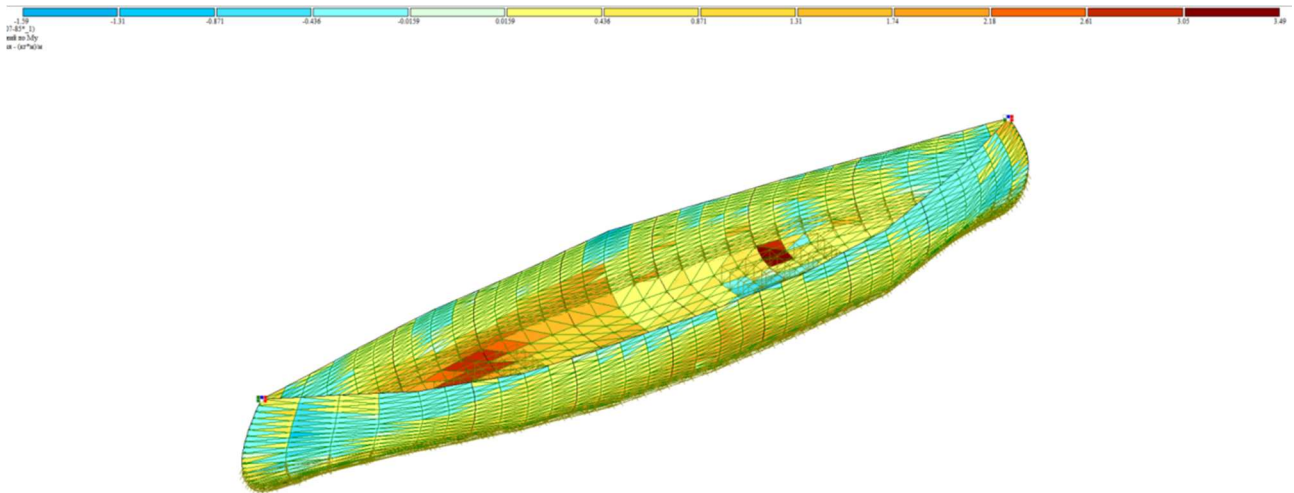


Рис. 5. Мозаїка напружень по M_y ($\text{кг}\cdot\text{м}/\text{м}^2$)
Fig. 5. Mosaic of stresses by M_y ($\text{kg}\cdot\text{m}/\text{m}^2$)

ВИГОТОВЛЕННЯ КАНОО

Виконаний розрахунок показав правильність прийнятих конструктивних рішень. Після цього почалось виготовлення каное.

Спочатку була виготовлена основа каное із листів пінополістиролу товщиною 10 мм з тимчасовими поперечними та поздовжнім ребром з пінополістиролу товщиною 20 мм. Далі були встановлені базальтові стержні. Після чого каное було перевернуте вверх

дном і виконане нанесення зовнішнього шару базальтофібробетону та карбонової сітки (рис. 6). Після витримки протягом 14 діб і набору міцності зовнішнього шару базальтофібробетону каное було перевернуте на днище та нанесений внутрішній шар базальтофібробетону. Після набору міцності внутрішнього шару було виконане зачищення поверхонь від нерівностей та оздоблення каное (рис. 7). В цілому термін виготовлення становив близько 40 днів.



Рис. 6. Процес виготовлення бетонної каное
Fig. 6. The process of making concrete canoe



Рис. 7. Готова бетонна каное
Fig. 7. Concrete canoe ready

Після спуску каное на воду воно показало пристойну плавучість. Осадка судна при повному завантаженні становила

10...12 см (рис. 8). Після зважування нашої каное її вага становила 84 кг.



Рис. 8. Команда КНУБА під час змагань
Fig. 8. KNUBA team during the competition

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Після проведення експериментальних та чисельних досліджень ми прийшли до висновку, неметалеву композитну арматуру

можливо використовувати при спорудженні легких конструктивних елементів. Такі конструкції абсолютно не піддаються впливу корозії. В подальшому необхідно досліджувати конструктивні елементи, які експлуатуються у водному середовищі, такі як понтони, платформи для будинків на

воді та інше.

ЛІТЕРАТУРА

1. Основи комп'ютерного моделювання: навч. посібник / М.С.Барабаш, П.М.Кір'язєв, О.І.Лапенко, М.А.Ромашкіна. – К.: НАУ, 2018.- 492 с.
2. ДСТУ Н Б В.2.6-185:2012. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою. –К.: Мінрегіон України, 2012. -28 с.

REFERENCES

1. Basics of Computer Modeling: Tutorial manual / MS Barabash, PM Kiryazev, OI Lapenko, MA Romashkin. - K .: NAU, 2018.-492 p. (in Ukraine).
2. DSTU N B V.2.6-185: 2012. Guidelines for the design and manufacture of concrete structures with non-metallic composite reinforcement. -K.: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2012. -28 p. (in Ukraine).

Design of concrete canoe reinforced with composite reinforcement

Oleksandr Zhuravskiy, Vladyslav Tymoshchuk, Dmytro Zhuravskiy

Summary. To participate in international competitions on concrete canoe among students at the Department of concrete and masonry structures KNUBA has been designed and manufactured concrete canoe reinforced composite reinforcement. The design of the canoe was modeled and calculated in the PC «LIRA-SAPR».The problem of this article is to determine the optimal thickness of the walls of the canoe, the composition of basalt fiber and the scheme of reinforcement of the canoe to ensure its strength and crack resistance, as well as sufficient buoyancy. To achieve the minimum weight of the canoe it is customary to use non-metal reinforcement.

The dimensions of the wooden canoe were accepted for the concrete canoe project. In terms of canoeing has a lenticular shape. The total canoe length is 4,3 m and maximum width is 900 mm. The minimum height of the board is 400 mm. According to the accepted manufacturing technology, the walls and canoe bottom have a three-layer construction, consisting of an inner and

outer layer of basalt fiber concrete 3... 5 mm thick and an inner layer of expanded polystyrene foam 10 mm thick. To strengthen the most intense zones in the outer layer of basalt fiber reinforced carbon mesh. In the transverse direction, transverse ribs (frames) made of expanded polystyrene 20 mm thick and 20... 30 mm high are arranged. Along the upper sides of the sides, along the keel rib and along the frames, basalt reinforcement with a diameter of 6 mm (2 rods) was installed.

To calculate the canoe, its calculation model was developed in the LIRA-CAD PC. The canoe model is made in the form of a shell made of flat triangular finite elements. Linear elements were also added to model the basalt reinforcement. Linear and flat elements are rigidly connected at the nodes.

According to the manufacturer, the modulus of elasticity of the rod reinforcement is $70 \cdot 10^3$ MPa, and the temporary tear resistance - 1100 MPa, density - $1,9 \text{ g/m}^3$. The basalt fiber was adopted with a thickness of 20 mkm and a length of 50 mm.

Two-component waterproofing solution SILTEK V-33/E-33 was used as the concrete matrix. The amount of basalt fiber was 3%. To determine the characteristics of basalt fiber concrete test cubes with an edge of 75 mm and samples-"eight" were made. As a result of the test, the tensile strength of basalt fiber was compressed at 8.4 MPa and the axial tensile strength was 1.8 MPa.

The obtained design characteristics were used to introduce finite element stiffnesses.

Canoe loading was applied on its own weight, the weight of two 80 kg paddles and hydrostatic water pressure.

As a result of the calculation, mosaics of stresses were obtained. They showed the most intense zones, which were reinforced with carbon mesh.

After experimental and numerical studies, we came to the conclusion that non-metallic composite reinforcement can be used in the construction of light structural elements. Such structures are absolutely not susceptible to corrosion. In the future, it is necessary to investigate structural elements that are used in the aquatic environment, such as pontoons, platforms for waterfront homes and more.

Keywords. Canoeing, basalt fiber, basalt reinforcement, expanded polystyrene, finite element method.

Експериментальні дослідження багато порожнистих монолітних плит перекриття

Володимир Кріпак¹, Роман Антонов²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹kripak.vd@gmail.com, orcid.0000-0001-6575-5015

²ankon@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1709-2621

DOI:10.32347/2522-4182.5.2019.45-51

Анотація. Зарубіжний досвід зведення монолітних залізобетонних плит перекриття з введенням в їх склад пустотоутворювачів свідчить про значні переваги таких плит перекриття перед суцільними. Однак ряд як, об'єктивних так і суб'єктивних факторів, стримують впровадження цих перспективних конструкцій в практику сучасного будівництва в Україні. Однією з причин цього є відсутність нормативної бази для проектування подібних плит і відсутність теоретичних та експериментальних досліджень в цьому напрямку. З огляду на це, авторами проведені експериментальні дослідження пустотної монолітної плити, яка зведена в умовах будівельного майданчика.

В статті наведені методика виготовлення дослідного фрагменту монолітної плити перекриття з замкнутими порожнинами в умовах будівельного майданчика та результати експериментальних дослідження міцності, жорсткості та тріщиностійкості такої плити. Експеримент підтвердив технологічну можливість виготовлення монолітних пустотних плит в умовах будівельного майданчика і при відсутності пустотоутворювачів промислового виробництва, міцність та жорсткість таких плит практично не зменшується в порівнянні з суцільними плитами при значній економії матеріалів і зменшенні власної ваги плити перекриття.

Ключові слова. Пустотна монолітна плита, пустототворювач, експериментальне дослідження, натурна модель, міцність, тріщиностійкість.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Більшість сучасних будівель промислового та цивільного призначення вимагають складних геометричних форм, архітектурних рішень з вільними плануванням та відносно великих прольотів. Конструкція та



Володимир Кріпак
професор кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, к.т.н., проф.



Роман Антонов
аспірант кафедри залізобетонних конструкцій

матеріали монолітних залізобетонних перекриттів дають можливість для вирішення більшості цих складних задач. Зарубіжний досвід [1,2] свідчить, що ефективність монолітних залізобетонних плит можна суттєво підвищити, якщо їх виконувати частково пустотними. Переваги пустотних монолітних плит не викликають заперечень, однак практика їх впровадження не значна. Причини різні: - це ускладнення технології будівельного процесу виготовлення плити і відсутність налагодженого виробництва пустотоутворювачів; - відсутність нормативної бази для проектування подібних перекриттів; відсутність теоретичних і, особливо, експериментальних досліджень конструкцій плит з сформованими в них замкнутими порожнинами. В статті наводяться окремі результати експериментального дослідження міцності, тріщиностійкості і жорсткості пустотної монолітної плити, яка зведена в умовах будівельного майданчика. На наш погляд, ця роботи сприяє накопиченню масиву інформації стосовно застосування багатопорожнинних монолітних перекриттів, яка разом з дослідженнями інших

фахівців дасть змогу створити необхідну вітчизняну нормативну базу для проектування таких перекриттів і значно розширити сферу застосування багатопорожнинних монолітних перекриттів в айн.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ.

Для проведення експериментальних досліджень виготовлена дослідна плита ПМ1, яка, яка відтворює реальний фрагмент плити перекриття.

При підготовці та проведенні експерименту використані положення чинних нормативних документів і правил оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості виробів, встановлені у цьому стандарті, при проведенні дослідницьких випробувань заново проєктованих виробів. Опалубочні розміри дослідної плити наведені на рис. 1 та 2. Виготовлення плити виконано в відповідності з вимогами технології виробника пустотоутворювачів «СИБФОРМА» [3], який має значний досвід в провадженні в виробництво монолітних пустотних плит.

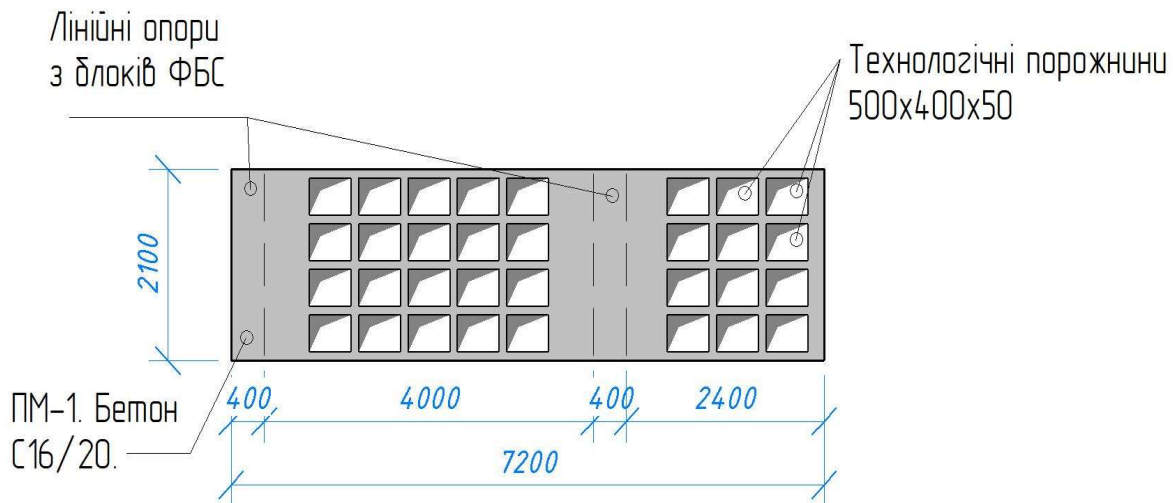


Рис.1. Опалубочне креслення багатопорожнистої плити перекриття.
Fig.1. Drawing of the reinforced multi voided concrete slab.

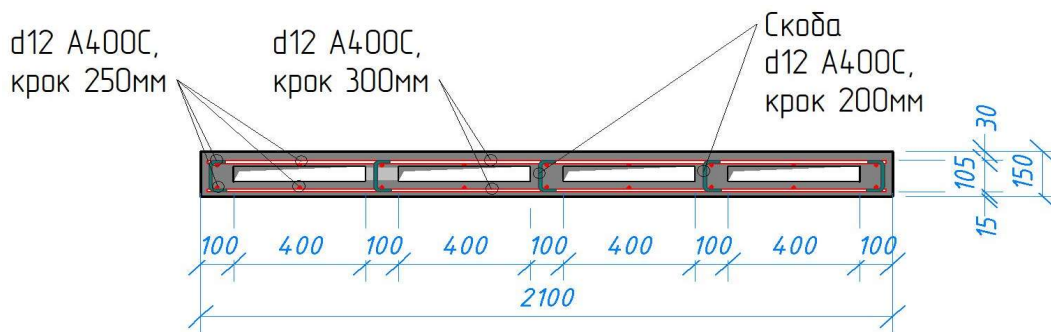


Рис.2. Поперечний переріз багатопорожнистої плити перекриття.
Fig.2. Section drawing of the reinforced multi voided concrete slab.

Дослідна плита виготовлена з бетону класу С16/20 з масовим співвідношенням Ц:П:Щ - 1 : 2,6 : 4,5, марка цементу М 500. В якості робочої арматури використана арматура періодичного профілю діаметром 12 мм класу А400С. Схема

армування плити наведена на рис. 2. Поетапний технологічний процес виготовлення дослідної плити ПМ1 показаний на рис. 3-6.



Рис.3. Армування багатопорожнистої плити
Fig.3. Reinforcement of multi voided concrete slab



Рис.4. Встановлення порожниноутворювачів
Fig.4. Adding voids to concrete slab, while concreting



Рис.5. Бетонування багатопорожнистої плити
Fig.5. Concreting of multi voided concrete slab



Рис.6. Готова плита після розпалублення
Fig.6. Ready slab after uncoupling



Рис.7. Перший етап завантаження плити
Fig.7. The first stage of loading the slab



Рис.8. Черговий етап завантаження плити
Fig.8. Another stage of loading the slab

В якості опор дослідних плит використані збірні бетонні блоки ФБС 24-4-6. Для навантаження використаний штучний вантаж – фасований в мішки цемент, зважений та промаркований заводом-виробником з максимальною похибкою зважування до $\pm 0,1$ кг.

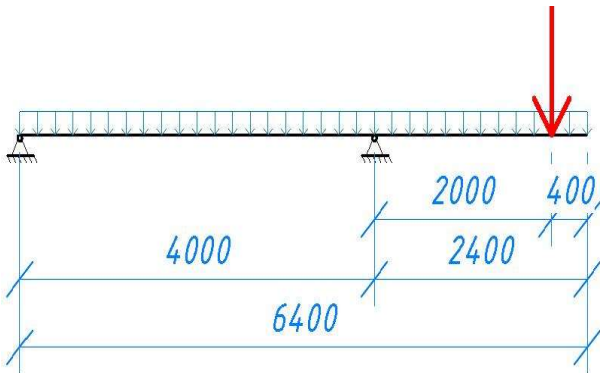


Рис.9. Розрахункова схема 1 стадії експерименту

Fig.9. The design scheme of the 1st stage of the experiment

Планом проведення експерименту передбачено два етапи випробування дослідної моделі плити ПМ1. Перший етап передбачав випробування її до руйнування в опорній зоні консолі згідно рис. 9. На другому етапі, після розвантаження, зруйнована консоль плити відрізалися і випробування плита виконувалося по схемі одно пролітної балки як показано на рис. 10.

Випробування створеної натурної моделі багатопорожнистої плити здійснювалось по закінченні 28-и денної витримки плити в опалубці після бетонування в умовах будівельного майданчика при середньодобовій температурі $24,7^{\circ}\text{C}$ та відносній вологості повітря 55%. Для вимірювань прогинів в плиті влаштовані опорні точки (маркери) в вигляді дюбелів з відповідною нумерацією.

Навантаження плити ПМ1 виконувалося покроково рівномірно ПМ-1 з додатковим зосередженим на консолі з плечем 2 м від опори (рис.9). Одно пролітна плита ПМ2 завантажувалася по ширині плити розподіленим в середній зоні прольоту (рис.4).

Для вимірювання прогинів та переміщень застосовані наступні вимірювальні прилади та

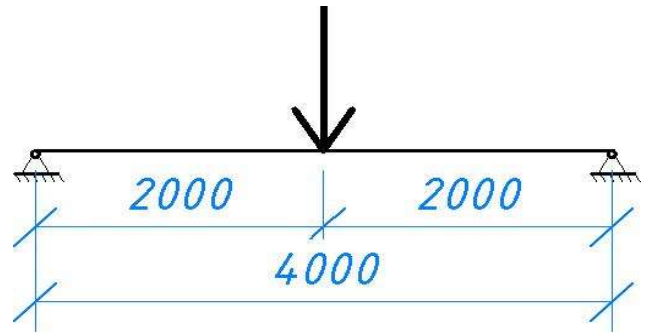


Рис.10. Розрахункова схема 2 стадії експерименту

Fig.10. The design scheme of the 2st stage of the experiment

Послідовність і значення покрокових величин завантаження плити ПМ1 наведені в таблиці 1.

Табл. 1. Етапи навантаження плити ПМ1

Table. 1. Stages Load Plate PM1

Етапи навантаження	Тип навантаження	Величина навантаження
1	Власна вага плити	
2	Рівномірно розподілене	200 кг/м ²
3	Рівномірно розподілене	400 кг/м ²
4	Рівномірно розподілене	520 кг/м ²
5	Рівномірно розподілене	640 кг/м ²
6	Рівномірно розподілене	760 кг/м ²
7	Рівномірно розподілене	760 кг/м ² + 660кг
8	Рівномірно розподілене	760 кг/м ² + 1100 кг

Етапи навантаження плити ПМ1 показані на рис. 7 – 8. На кожному етапі завантаження здійснювалася витримка на протязі 30 хвилин, після чого плита оглядалася, замірялися прогини в контрольних точках, переміщення по встановлених пластикових маркерах, глибина та ширина розкриття тріщин. Заміри деформацій плити показані на рис. 11 -14.

інструменти: - нівелір Н-05 2 класу, середньо квадратична похибка вимірювання становить

0,5 мм; - тахеометр Sokkia SET 530 RK-3, середньо квадратична похибка вимірювань координат $dX=+/- 1\text{мм}$, $dY=+/- 1\text{мм}$

. Ширина розкриття тріщин фіксувалася такими приладами:

- мікроскоп МПБ-3М призначений для спостереження зі збільшенням з об'єктивом 2x - 25x і 50x різних дрібних предметів і дистанційного вимірювання їх лінійних розмірів у відбитому і прохідному світлі. Похибка вимірювання, мм

0,02;

- ультразвуковий тестер УК1401М призначений для вимірювання часу і швидкості поширення поздовжніх ультразвукових хвиль в твердих матеріалах при поверхневому прозвучу на фіксованій базі з метою визначення міцності і цілісності матеріалів і конструкцій. Для вимірювання переміщень прийнятий штангенінструмент з індикатором годинникового типу моделі MITUTOYO зі шкалою 1 мм.



Рис.11. Вимірювання переміщень під час навантаження плити

Fig.11. Measurement of displacements during slab loading

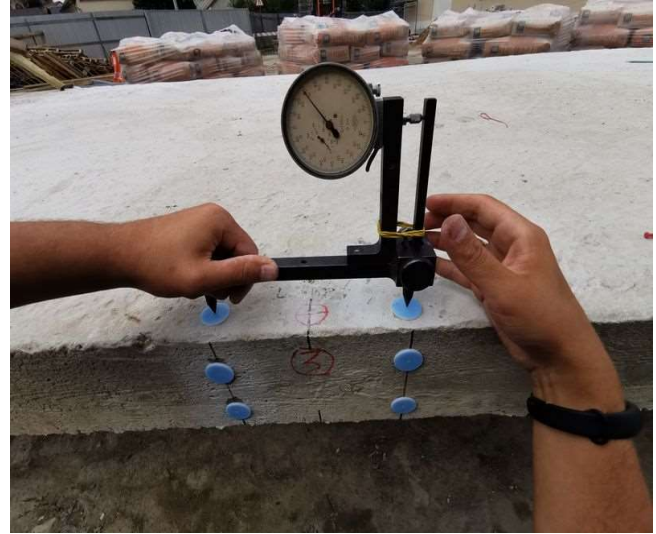


Рис.12. Вимірювання лінійних деформацій під час випробування плити

Fig.12. Measurement of linear deformation during slab test



Рис.13. Вимірювання глибини розкриття тріщин
Fig.13. Measurement of crack opening depth



Рис.14. Вимірювання ширини розкриття тріщин
Fig.14. Measurement of crack opening width

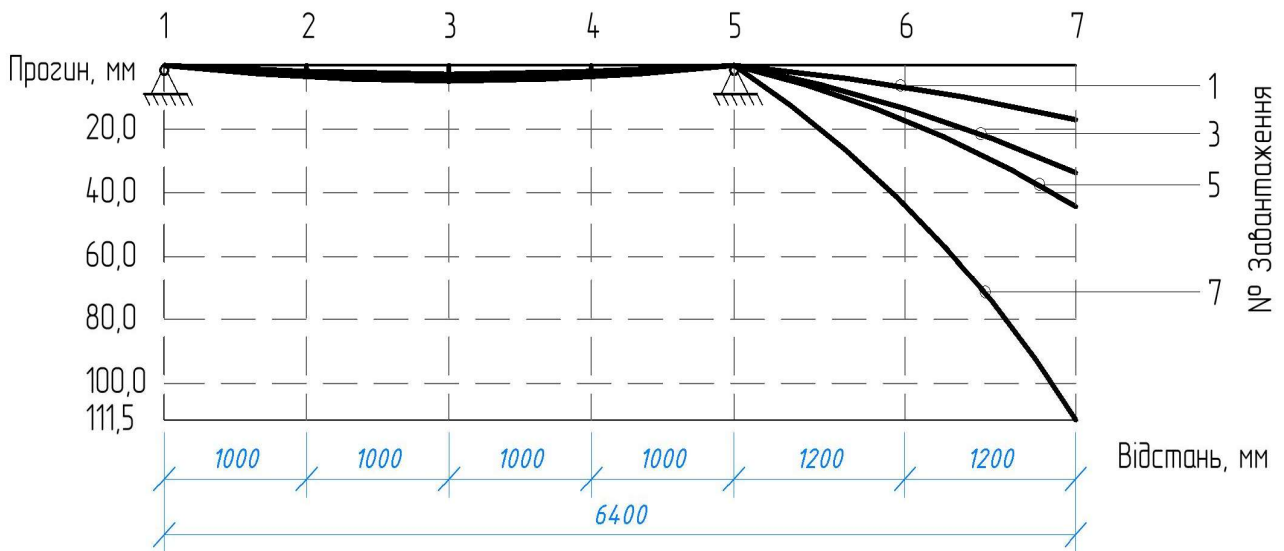


Рис.15. Діаграма розвитку вертикальних деформацій
Fig.15. Chart of vertical deformation development

Табл. 2. Вертикальні переміщення плити ПМ1
Table. 2. Vertical displacement of the PM1 plate

№ етапів навантаження	Прогин, мм						
	1	2	3	4	5	6	7
2	0.20	1.00	1.38	0.65	0.25	2.70	6.70
3	0.15	2.30	2.81	1.14	0.40	6.80	17.05
4	0.06	1.50	1.66	0.10	0.60	15.50	40.50
5	0.05	2.80	3.76	1.55	1.10	13.55	33.70
6	0.10	3.20	4.20	1.54	1.25	15.20	38.55
7	0.15	3.60	4.90	2.00	1.37	17.20	44.30
8	0.22	5.45	5.89	2.70	1.45	21.30	54.06
9	0.20	3.97	4.63	0.70	1.50	43.90	111.50

На рисунку 15 та в таблиці 2 наведені вертикальні переміщення плити ПМ1 на першому етапі випробування. Зафіксовані деформації плити в місці розташування опор свідчать про можливі деформації ґрунтової основи на якій встановлені бетонні опорні блоки. На рис. 16 та

в таблиці 3 наведені вертикальні переміщення точок плити ПМ2 на другому етапі випробування.

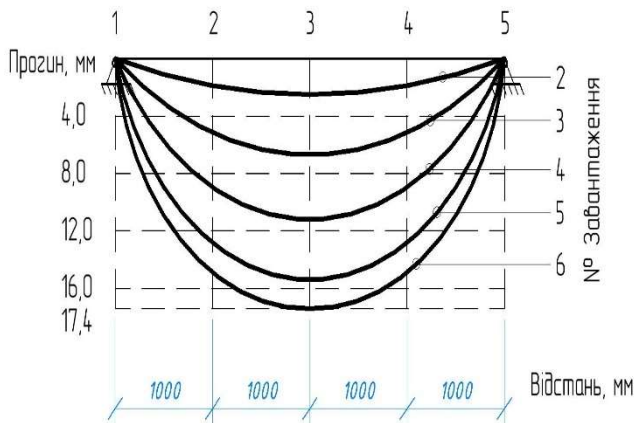


Рис.16. Діаграма розвитку вертикальних деформацій
Fig.16. Chart of vertical deformation development

№ етапів навантаження	Прогин, мм				
	1	2	3	4	5
2	0.90	1.90	2.50	2.30	0.20
3	1.40	3.80	6.70	4.80	1.00
4	2.80	5.60	11.20	8.80	1.40
5	3.30	7.40	15.60	11.40	2.40
6	5.40	8.10	17.40	13.10	2.70

Табл. 3. Вертикальні переміщення плити ПМ2
Table 3. Vertical displacement of the plate PM2

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вибору конструктивного рішення дослідної плити, її виготовленню та плануванню експерименту передували дослідження на числових моделях з використанням програмного комплексу ПК "SCAD OFFICE". Руйнування обох моделей відповідало числовим розрахункам. Експеримент підтвердив технологічну можливість виготовлення таких плит в умовах будівельного майданчика і при відсутності пустотоутворювачів промислового виробництва, міцність та жорсткість таких плит практично не зменшується в порівнянні з суцільними плитами при значній економії матеріалів і зменшенні власної ваги плити перекриття.

ЛІТЕРАТУРА

1. Mota, M. (2009). Voided Two-Way Flat Plate Slabs. Structure, (April), 7.
2. CBD-MS & CRO, Cobiax Technology Handbook, Switzerland: Cobiax Techn. AG Zug
3. Стандарт СТО 35546020.001-2016. Несъемная опалубка Сибформ.

REFERENCES

1. Mota, M. (2009). Voided Two-Way Flat Plate Slabs. Structure, (April), 7.
2. CBD-MS & CRO, Cobiax Technology Handbook, Switzerland: Cobiax Techn. AG Zug
3. Standard STO 35546020.001-2016. Non-Cedemaya formwork Sibform.k.

Experimental research of many Hollow monolithic slabs overlap

Volodymyr Kripak, Roman Antonov

Summary. Foreign experience in the construction of monolithic reinforced concrete slabs with the introduction of cavities in their composition shows significant advantages of such slabs will overlap in front of the DC. However, a number of both objective and subjective factors constrain the implementation of these promising structures in the practice of modern construction in Ukraine. One of the reasons for this is the lack of regulatory framework for the design of such plates and the lack. With this in mind, the authors carried out experimental researches of the hollow monolithic slab, which is erected in the conditions of the construction site.

In this article the method of manufacturing a research slice of a monolithic slab overlap with closed cavities in the conditions of the construction site and the results of the experimental research of the strength, rigidity and trіshnostіjnosti of such a plate. The experiment confirmed the technological possibility of manufacturing monolithic hollow plates in the construction site and in the absence of voids of industrial production, strength and rigidity of such plates Practically does not decrease in comparison with solid plates with considerable savings of materials and the decrease of own weight slabs.

Key words. Hollow monolithic Slab, hollow Liner, experimental research, model, crack

Наукове видання

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 5/2019

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій.

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали.

Усі статті одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів.

**Оригінал-макет виготовлено в редакції збірника наукових праць
Будівельні конструкції. Теорія і практика.**

Головний редактор
Комп'ютерне верстання
Редагування і коректура
Макетування
Обкладинка

Журавський О.Д.
Колякова В.М.
Колякова В.М., Данілов С.
Семеняка М.
Лісюк С.А., Гореленко О.О.

Підписано до друку 1.04.2019. **Формат 60 x 84** ^{1/16}.

Ум. друк, арк. 4,45. Обл.-вид. арк. 13,00.

Тираж 100 прим. Вид. № 38/1-15. Зам. № 12

Редакція науково – технічного збірника:

03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, к. 104,114

Телефон редакції: (044) 241-55-04; (044)245-48-42

knubazbk@gmail.com

<http://bctp.knuba.edu.ua>

Надруковано в редакційно-видавничому відділі

Київського національного університету будівництва і архітектури

**Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів Видавничої справи
ДК № 808 від 13.02.2002 р.**