

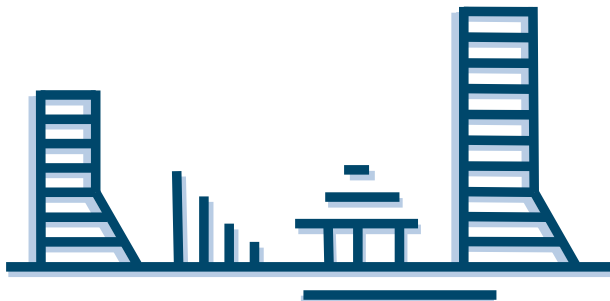
**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО
ГОСПОДАРСТВА ТА ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ
ВАРШАВСЬКИЙ УНІВЕРСИТЕТ ПРИРОДНИЧИХ
НАУК (ВАРШАВА, ПОЛЬЩА)**

**ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ІМЕНІ ШОТА
РУСТАВЕЛІ (БАТУМІ, ГРУЗІЯ)**

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ**



**VI МІЖНАРОДНА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ІНТЕРНЕТ-
КОНФЕРЕНЦІЯ**

**«НОВІТНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ МІСЬКОГО
БУДІВНИЦТВА ТА ГОСПОДАРСТВА»**

22–24 квітня 2026 року

<https://doi.org/10/31713/ttom1ntrmbg20260>

УДК 711.4
Т30

*Рекомендовано до друку Науково-технічною радою Національного університету водного господарства та природокористування, м. Рівне.
Протокол № 5/2026 від 24 квітня 2026 р.*

Т30 Тези доповідей VI Міжнародної науково-технічної інтернет-конференції «НОВІТНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА ТА ГОСПОДАРСТВА», м. Рівне, 22–24 квітня 2026 р. у 2-х томах. ТОМ 1. Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва. [Електронне видання]. – Рівне : НУВГП, 2026. – 121 с.

ISBN 978-966-327-678-6

Представлено тези доповідей учасників VI Міжнародної науково-технічної інтернет-конференції «НОВІТНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА ТА ГОСПОДАРСТВА» по секції 1 «Реконструкція об'єктів будівництва». Використання сучасних програмних комплексів і чисельних методів для розрахунку будівель і споруд. Розроблення ефективних конструктивних рішень для відновлення пошкоджених будівель і споруд. Динамічний аналіз складних конструктивних систем. Розрахунки конструкцій на дію ударної повітряної хвилі. Проектування та інженерне обґрунтування захисних споруд цивільного захисту.

УДК 711.4

ISBN 978-966-327-678-6

© НУВГП, 2026

ТОМ 1



Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва



ПРАКТИЧНІ МЕТОДИ ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА ДІЮ УДАРНОЇ ПОВІТРЯНОЇ ХВИЛІ ВІД ЗВИЧАЙНИХ ЗАСОБІВ УРАЖЕННЯ

¹Перельмутер А. В., д.т.н., ²Кочкаръов Д. В., д.т.н., професор, ³Азізов Т. Н., д.т.н., професор

¹ТОВ «SCAD-SOFT», м. Київ, Україна

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

³Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Сучасні методики проектування захисних споруд потребують створення інструментів, що дозволяють оперативно та з високою точністю визначати параметри навантаження. Метою даної роботи є наукове обґрунтування системи практичних методів визначення навантажень та розрахунку конструкцій будівель та споруд на дію ударної повітряної хвилі від звичайних засобів ураження. Такий підхід дозволяє відійти від аналізу поодиноких випадків вибуху до створення комплексної моделі, що описує взаємодію фронту хвилі з фронтальною стіною в широкому діапазоні енергетичних характеристик джерела детонації. Ударна повітряна хвиля є основним вражаючим фактором вибуху, що визначає характер руйнування будівель і споруд. Існуючі методики розрахунку, як правило, базуються на використанні пікового тиску з урахуванням коефіцієнтів динамічності, що не в повній мірі відображає імпульсний характер навантаження. Водночас відсутній зручний інженерний підхід, який би поєднував фізичні параметри вибуху з розрахунком конструкцій. Таким чином однією із найактуальніших задач є розробка практичного підходу до визначення навантаження на огорожувальні конструкції та розрахунку споруд на дію ударної повітряної хвилі з урахуванням імпульсного характеру навантаження, просторового розподілу та можливості використання системи бальності.

Розрахунковим станом для споруди приймається дія відбитого тиску ударної хвилі на фронтальну стіну. У цьому випадку виникають максимальні згинальні та зсувні зусилля, тоді як сумісна дія тиску на передню та задню стіни є менш небезпечною через часткову компенсацію, а навантаження на бокові стіни у першому наближенні є взаємно урівноваженими. У зв'язку з невизначеністю напрямку вибуху кожна стіна повинна розглядатися як потенційно фронтальна. Розглядаються наземний (напівсферичний) та вільний повітряний вибухи. Для споруд обмеженої висоти визначальним є наземний вибух або режим, еквівалентний хвилі Маха, при висоті підризу, що забезпечує максимальний відбитий імпульс. Для висотних споруд необхідно додатково враховувати дію повітряного вибуху на верхні рівні. При вільному повітряному вибуху фронт ударної хвилі поширюється сферично. Епюра тиску на поверхні має радіально-симетричний вигляд у вигляді концентричних кіл, центр яких відповідає проекції точки вибуху. Тиск зменшується зі збільшенням відстані R від центра вибуху (див. рисунок, а). При повітряному вибуху ударна хвиля взаємодіє з поверхнею землі та відбивається від неї (див. рисунок, б). У результаті формується падаюча хвиля, відбита хвиля та їх взаємодія. На певній відстані від епіцентру відбувається перехід від регулярного відбиття до нерегулярного, що призводить до утворення хвилі Маха та потрійної точки.

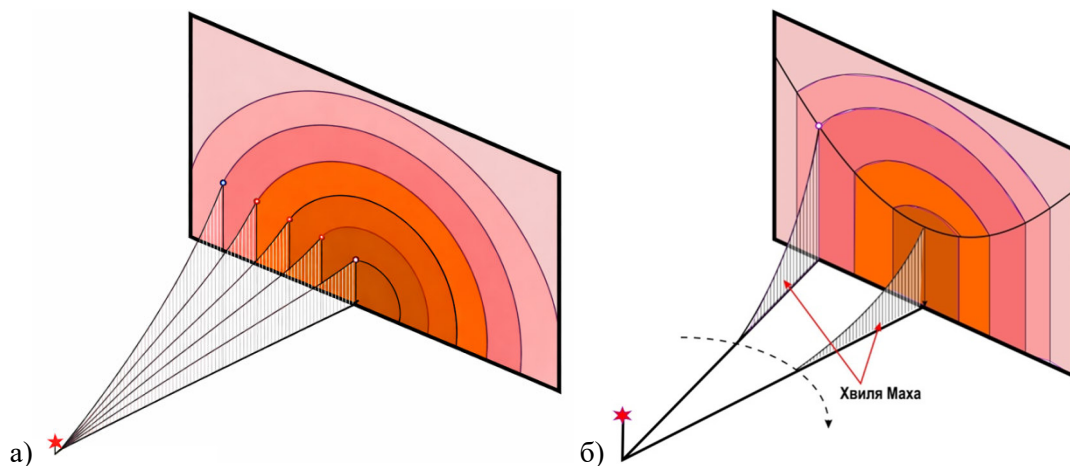


Рисунок. Епюра тиску: а) при наземному вибусі; б) при повітряному вибусі

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Нижче траєкторії кривої потрійної точки, в зоні хвилі Маха, формується підсилений фронт хвилі, тиск діє майже горизонтально, тому в інженерному наближенні приймається рівномірним по висоті. Вище цієї зони діє регулярне відбиття тиск є меншим і змінним.

Пропонується чіткий поділ та класифікація залежно від приведеної висоти епіцентру вибуху:

- а) вільний повітряний вибух $H_c/W^{1/3} > 0,397$ м/кг^{1/3};
- б) наземний вибух $H_c/W^{1/3} \leq 0,397$ м/кг^{1/3}.

Даний критерій визначає тип розрахункової схеми, характер розподілу навантаження та рівень відбитого тиску та імпульсу. Граничне значення відповідає переходу між режимами поширення ударної хвилі.

Для визначення навантаження від дії ударної повітряної хвилі запропоновано використовувати систему бальності, що базується на параметрі приведеної відстані. Кожній бальності відповідають значення відбитого тиску та приведенного імпульсу. Це дозволяє визначати навантаження на конструкції за заданим рівнем бальності, а за необхідності також оцінювати рівень пошкодження, як окремих елементів і конструкцій в цілому.

Запропоновано два методи. Табличний метод, який базується на використанні нормативних даних, та апроксимаційний – на основі аналітичних залежностей. Для вибухового навантаження визначальною характеристикою є не піковий тиск, а імпульс позитивної фази. Еквівалентна дія навантаження пропорційна добутку імпульсу на характерну частоту системи із відповідним корегуючим коефіцієнтом. Реальна форма навантаження апроксимується спадним трикутним імпульсом. Врахування співвідношення між тривалістю дії навантаження та періодом власних коливань конструкції здійснюється через параметр $\theta = t_0/T$, що дозволяє уточнювати динамічний ефект. При малих значеннях параметра θ доцільно застосовувати імпульсний метод, при якому дія навантаження зводиться до задання початкових умов руху. У загальному випадку рух конструкції доцільно визначати методом розкладання за формами власних коливань, що дозволяє отримати аналітичні рішення без чисельного інтегрування.

Дія вибуху включає дві складові, а саме повітряну ударну хвилю та сейсмічну дію, що реалізується у вигляді хвиль у ґрунті. Сейсмічна дія вибуху може враховуватись на основі акселерограм, отриманих: аналітичними методами (рівняння Фрідлендера); спектральними методами (FFT), чисельним моделюванням.

На основі згенерованих акселерограм визначаються огинаючі або середні залежності, які порівнюються з нормативними спектрами. Можливе як детальне врахування конкретних ґрунтових умов, так і використання узагальнених нормативних акселерограм.

Армування фронтальних конструкцій повинно визначатися за максимальними внутрішніми зусиллями з урахуванням їх знакозмінного характеру. У зв'язку з можливим зміщенням зон максимальних напружень армування доцільно приймати рівномірним по всій поверхні конструкції без обривів. Необхідно забезпечувати роботу арматури на розтяг в обох напрямках для сприйняття внутрішніх зусиль.

Висновки

Визначальним для розрахунку є дія відбитого тиску на фронтальну стіну, при цьому основною характеристикою вибухового навантаження є імпульс, а не піковий тиск. Система бальності може використовуватись як інженерний інструмент визначення навантаження. Доцільно застосовувати імпульсний метод розрахунку з урахуванням форми імпульсу та параметра θ . Вибух створює комбіновану дію – повітряну та сейсмічну. Сейсмічну дію вибуху запропоновано враховувати на основі відповідних акселерограм. Конструкції захисних будівель та споруд повинні проектуватись з урахуванням знакозмінного динамічного навантаження.

Список використаних джерел

1. Unified Facilities Criteria. UFC 3-340-02 Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. U.S. Army Corps of Engineers, Naval Facilities Engineering Command, Air Force Civil Engineer Support Agency. 2008.
2. Kingery C. N., Bulmash G. Technical report ARBRL-TR-02555: Air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst. AD-B082 713, U.S. Army Ballistic Research Laboratory, Aberdeen Proving Ground, MD. 1984.
3. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту.

ВИКОРИСТАННЯ ЕНТРОПІЇ ДЛЯ КОМБІНОВАНОГО ВИБОРУ КІЛЬКОСТІ МОД ПРИ РОЗРАХУНКАХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДІЇ ВИБУХОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

¹Азізов Т. Н., д.т.н., професор, ²Кочкар'єв Д. В., д.т.н., професор

¹Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

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

При динамічних розрахунках лінійних динамічних систем для економії часу застосовують модальний аналіз. При цьому замість вирішення системи n пов'язаних диференціальних рівнянь, окремо n разів вирішується рівняння для одномасової системи (так звана SDOF-система), а загальний відгук системи визначається з використанням методу квадратного кореню із суми квадратів (SRSS) або (при близько розташованих частотах) метод Complete Quadratic Combination (CQC), які визначаються за відповідними загально відомими формулами. Основною проблемою при цьому є обмеження кількості значущих мод, які слід брати в розрахунок. При розрахунку на сейсмічні впливи, як правило, ця кількість визначається набором 90% модальних мас. Однак, такій відбір враховує лише властивості системи (матриць мас, форм коливань). Використання такого підходу при розрахунках на вибуховий імпульс є проблематичним, тому що при цьому не враховується тривалість імпульсу, форма навантаження, знаки тиску вибухової хвилі.

Найбільш прийнятним є використання енергетичного критерію вибору значущих мод. Раніше авторами цієї доповіді було запропоновано енергетичний критерій, де набирається 90–95% загальної енергії і запропоновано додаткову умову припинення нових власних форм у вигляді

$$\frac{1}{\omega_n^4} < \gamma, \quad (1)$$

де γ – допустима похибка. Однак при цьому не враховується характер розподілу модальних внесків, можливий вплив високочастотних мод на локальні зусилля, а також поведінка неврахованого спектрального залишку. У зв'язку з цим пропонується комбінований критерій, який враховує одночасно енергетичні, структурні і частотні властивості системи.

Пропонований алгоритм відбору мод ґрунтується на енергетичній мірі модального внеску, яка запропонована авторами раніше, і доповнюється ентропійним аналізом розподілу цих вкладів. На відміну від критерію модальної маси, такій підхід враховує реальну частотно-часову узгодженість імпульсного впливу з власними формами системи. Енергетичний критерій визначає абсолютну значимість мод, а ентропія Шеннона [1] використовується як індикатор стабілізації структури вже знайденої частини спектру. Це особливо важливо в практичних покрокових розрахунках, коли повна енергія системи заздалегідь невідома і тільки малий приріст накопиченої енергії ще не гарантує завершеності модального базису. При цьому для кожної моди визначається повна модальна енергія

$$E_i = \frac{1}{2} M_i \dot{q}_i^2 + \frac{1}{2} K_i q_i^2, \quad (2)$$

де M_i , K_i – відповідно модальна маса та жорсткість; q_i – узагальнена координата. Для короткочасного навантаження зручно розглядати момент закінчення дії сили $t = \tau$.

Накопичена енергія перших m мод:

$$E^{(m)} = \sum_{i=1}^m E_i. \quad (3)$$

Якщо відома повна енергія системи E_{tot} , то треба визначити долю, накопичену першими m модами:

$$r_E^{(m)} = E^{(m)} / E_{tot}. \quad (4)$$

Якщо повна енергія невідома, то слід визначити відносний приріст:

$$\Delta_E^{(m)} = (E^{(m)} - E^{(m-1)}) / E^{(m)}. \quad (5)$$

Нормовані долі енергії:

$$p_i^{(m)} = E_i / E^{(m)} \quad (6)$$

Визначаємо ентропію Шеннона для моди m $S_E^{(m)}$ і максимальну ентропію $S_{max}^{(m)}$ [1]:

$$S_E^{(m)} = - \sum_{i=1}^m p_i^{(m)} \ln p_i^{(m)}; \quad S_{max}^{(m)} = \ln m. \quad (7)$$

Визначаємо нормовану ентропію і ефективне число мод:

$$\bar{S}_E^{(m)} = \frac{S_E^{(m)}}{\ln m}; \quad N_{eff}^{(m)} = \exp(S_E^{(m)}) \quad (8)$$

Критерій ентропії характеризує ступінь зосередженості або розподіленості модального відгуку.

Далі слід оцінити асимптотичну оцінку за формулою (1). Але цього, як було сказано вище, недостатньо. Внутрішні зусилля залежать не тільки від амплітуд переміщень, але і від кривизн форм коливань. Тому для кожної моди слід ввести міру кривизни:

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

$$k_i = \left(\int_0^L (\phi_i''(x))^2 dx \right)^{1/2}, \quad (9)$$

де $\phi_i(x)$ – форма коливань i -тої моди. Вираз (9) показаний для балки (відомо, що ми часто конструкцію представляємо у вигляді консолі). Для плити вираз (9) має інший вигляд, але сутність така ж сама.

Далі слід визначити зважену частину енергії моди, де енергію E_i слід помножити на кривизну:

$$c_i = E_i k_i^\alpha, \quad (10)$$

де α – показник кривизни, який задає, на скільки сильно кривизна впливає на вагу моди, який можна прийняти в межах 1–2 і відкалібрувати з рішення повної системи диференціальних рівнянь для консолі. Введення параметра c_i є інженерним і ґрунтується на відомих залежностях між внутрішніми зусиллями і кривизною форм коливань.

Нормовані долі параметру c_i :

$$\bar{p}_i^{(m)} = c_i / \sum_{k=1}^m c_k. \quad (9)$$

Ентропія Шеннона і ефективне число мод:

$$S_c^{(m)} = - \sum_{i=1}^m \bar{p}_i^{(m)} \ln \bar{p}_i^{(m)}; N_{eff,c}^{(m)} = \exp(S_c^{(m)}). \quad (10)$$

Цей критерій дозволяє враховувати внесок мод в формування локальних зусиль. Не слід плутати ентропію за енергією (вираз 7) з ентропією за параметром c_i (вираз 10).

Алгоритм вибору числа мод полягає в наступному. Перевіряються умови для всіх ($m=1, 2, 3, \dots$):

1. За енергетичним критерієм: $r_E^{(m)} \geq r_{min}$ або $\Delta_E^{(m)} \leq \epsilon_E$ (див. (4) та (5)).
2. За ентропійною стабілізацією: $|S_E^{(m)} - S_E^{(m-1)}| \leq \epsilon_S$ або $|N_{eff}^{(m)} - N_{eff}^{(m-1)}| \leq \epsilon_N$ (див. (8)).
3. Контроль залишку: $E_{tail}^{(m)} / E^{(m)} \leq \epsilon_{tail}$.

Для визначення $E_{tail}^{(m)}$ припускаємо, що $E_i \approx C \cdot \omega_i^{-r}$, де константи C та r визначаються за наступним алгоритмом: вибираємо пари ω_i, E_i ; визначаємо їх логарифми $x_i = \ln \omega_i$; $y_i = \ln E_i$; будемо (наприклад, за методом найменших квадратів) пряму $y = a - r \cdot x$. В цій прямій r – нахил прямої, $C = e^a$.

4. Контроль локальних ефектів: $|S_c^{(m)} - S_c^{(m-1)}| \leq \epsilon_{S_c}$ і доатково: $c_m / \sum_{i=1}^m c_i \leq \epsilon_c$

Мінімальна кількість мод m приймається достатньою, якщо виконані всі чотири умови, що є умовою завершення ітераційного процесу.

Таким чином, запропонований комбінований критерій дозволяє враховувати не тільки сумарний внесок мод, але і структуру відгуку, контролювати невраховану умовою (1) високочастотну частину, виявляти моди з малим енергетичним внеском, але з значним впливом на локальні зусилля.

Використання ентропії важливо не само по собі і не замінює енергетичний критерій, а є частиною повного підходу. Тобто енергія, ентропія, відсічення по частотах за (1), врахування кривизни дозволяє комплексно підійти до безпечного відсічення мод.

Розглянемо приклад умовної дев'яти поверхової консолі перерізом 500x500 мм з дев'ятьма однаковими масами і з імпульсом на другу масу. Частоти розподіляться наступним чином: {1.56; 9.87; 27.8; 54.72; 90.55; 134.37; 183.26; 230.5; 265.21}. А ефективна кількість мод N_{eff} , починаючи з п'ятої: {3.44; 3.63; 4.13; 6.1; 7.24}. Тобто відсічення за формулою (1) дасть нам, що цілком достатньо вже трьох-чотирьох мод і це надто оптимістично, але розгляд ентропії говорить, що навіть на восьмій моді система залишається багатомодовою і відсічення на 4-й моді може призвести до небажаної помилки. І це без врахування фактору кривизни за (9).

На відміну від традиційного методу обмеження мод тільки за накопиченою енергією чи модальній масі, запропонований підхід включає чотири взаємодоповнюючих критеріїв: енергетичний, ентропійний, частотний, кривизно-енергетичний. Алгоритм реалізується покроковим збільшенням кількості мод і контролем стабілізації вказаних характеристик. Перевага полягає в тому, що враховується структура відгуку. Використання ентропії і ефективного числа мод дозволяє оцінити, чи є відгук багатомодовим чи маломодовим. Пропонований підхід через кривизно-енергетичний показник дозволяє знайти моди, які мають малий внесок в енергію, але здатні викликати значні локальні зусилля.

Пропонований алгоритм не протирічить традиційним підходам, а розширює їх і дозволяє врахувати енергетичні критерії, спектральні оцінки і модальний аналіз в рамках єдиної процедури.

Метод одночасно враховує скільки вже враховано енергії, як вона розподілена по модах, що залишилось не врахованим і чи не залишилось небезпечних локальних ефектів.

Список використаних джерел

1. Lesne A. Shannon entropy: a rigorous notion at the crossroads between probability, information theory and statistical physics. *Mathematical Structures in Computer Science*. 2014.

УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ ПСЕВДО СУЦІЛЬНИХ ПАЛЬОВО-ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

¹Самородов О. В., д.т.н., професор,

¹Бондар О. П.

¹Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова, м. Харків, Україна

У галузі багатоповерхового будівництва вже кілька десятиріч найпоширеним є великорозмірний пальово-плитний фундамент, який застосовується при значних вертикальних навантаженнях на ґрунтову основу, в тому числі зі слабкими та нерівномірно стисливими верхніми шарами ґрунту, для забезпечення нормативних вимог за другою групою граничних станів: осіданнями і кренами будівель.

Сьогодні у міжнародній практиці фундаментобудування існують два принципово різні підходи до визначення основних параметрів ефективних великорозмірних пальово-плитних фундаментів: довжини паль і відстані та/або характеру їх розташування у плані. Перший підхід враховує опір ґрунтової основи під плитним ростверком до 50%, що реалізує відомий комбінований пальово-плитний фундамент (combined pile raft foundation – проф. Р. Катценбах [1] та ін.), другий підхід – формування псевдо суцільного пальово-плитного фундаменту без урахування несучої здатності одиночної палі по ґрунту (pseudocontinuous pile raft foundation – проф. О.В. Самородов [2; 3] та ін.). Положення ж вітчизняних норм [4; 5] з ітераційним підходом до визначення основних параметрів пальового поля не дозволяють одночасно задовільнити умовам за значним гранично допустимим осіданням будівлі (≥ 15 см) і гранично допустимим навантаженням на одиночну палю по ґрунту у складі великорозмірних пальово-плитних фундаментів, що, як правило, призводить до неефективних рішень.

Для визначення основних параметрів псевдо суцільного пальово-плитного фундаменту (далі – ПСПП фундаменту) О.В. Самородовим [2] пропонується метод розрахунку за гранично допустимими осіданнями споруди: $s \leq s_u$ без урахування несучої здатності одиночної палі по ґрунту. Для наочності на рис. 1 графічно представлено суть методу із визначенням довжини паль у ПСПП фундаменті за результатами випробувань ґрунтів одиночними палями та порівняння з нормативним методом.

Графіки на рис. 1 показують залежності осідань одиночних паль S різної довжини від навантаження F та відповідне осідання пальово-плитного фундаменту s від навантаження p . Нормативний метод вимагає виконання умови: $N \leq F_d$, тобто розрахункове навантаження на палі N_u у складі фундаменту не повинно перевищувати несучу здатність одиночної палі по ґрунту F_d , тому осідання фундаменту збудуть у п'ять і більше разів меншими за гранично допустимі осідання споруди s_u [2]. Метод О.В. Самородова не враховує нормативну умову щодо паль: $N \leq F_d$, а пропонує виконання лише умови щодо умовного плитного фундаменту, заглибленого у рівень підшови паль: $p \leq R$, тобто неперевикнення розрахункового опору ґрунту R для прийняття нормативної розрахункової схеми для визначення осідань пальових фундаментів (див. рис. 2) [5].

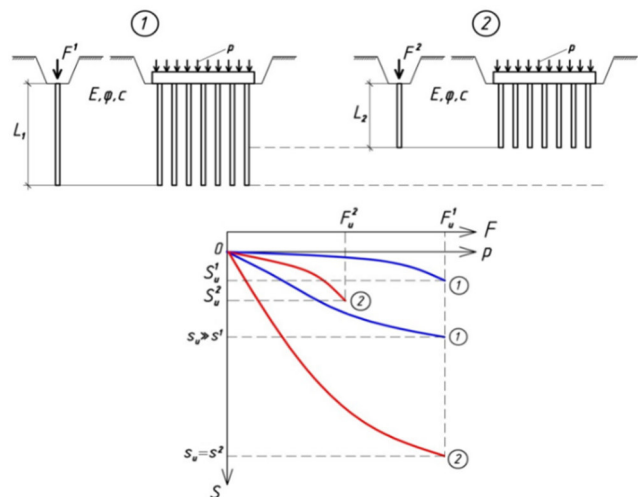


Рис. 1. До визначення довжини паль у ПСПП фундаменті за результатами випробувань ґрунтів одиночними палями за методами: 1) нормативним [5]; 2) О.В. Самородова [2]

На підставі методу та методики О.В. Самородова з припущеннями та обґрунтуваннями, що зроблені у роботі [2], а також аналізу результатів інструментального моніторингу напружено-деформованого стану ПСПП фундаменту у м. Києві [6, 7], пропонується удосконалена методика визначення основних параметрів пальового поля ПСПП фундаменту:

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

- визначається мінімальна довжина паль L_{min} , враховуючи загальноприйнятий мінімальний крок міжвісями паль $n=a=3d$:

$$L_{min} = \frac{d}{tg\frac{\varphi}{4}}; \quad (1)$$

- визначається стислива товща H :

$$H = \frac{p}{k \cdot \gamma} - d_1 - L_{min}; \quad (2)$$

- визначається осідання s фундаменту за спрощеною формулою та перевіряється умова щодо неперебільшення допустимого осідання споруди:

$$s = 0,8 \frac{p \cdot H}{E_a} \leq s_u, \quad (3)$$

де $k=0,2+th(0,09lnb) \approx 0,0841lnb+0,2085$ – коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту b [2];

E_a – підвищений модуль деформації ґрунту для великорозмірних фундаментів ($b \geq 10$ м) за методикою О.В. Самородова [2].

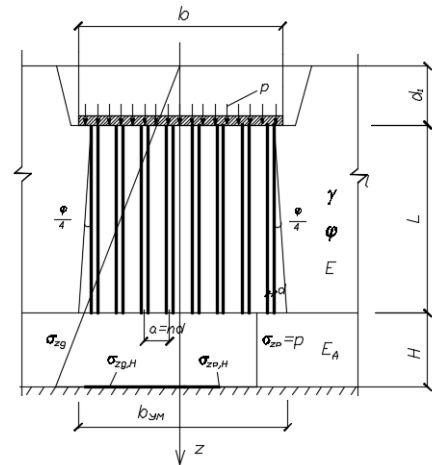


Рис. 2. Розрахункова схема взаємодії ПСПП фундаменту з ґрунтовою основою

У разі невиконання умови (3) збільшується довжина паль L з інженерних міркувань та виконується подальший розрахунок:

- визначається відстань міжвісями паль:

$$a \leq 2L \cdot tg\frac{\varphi}{4} + d; \quad (4)$$

- визначається величина стислої товщі H :

$$H = \frac{p}{k \cdot \gamma} - d_1 - L; \quad (5)$$

- визначається осідання s фундаменту та перевіряється умова за формулою (3).

Ітерації зі збільшення довжини паль L та відповідні розрахунки за формулами (4–5) продовжуються до задоволення умови (3).

Удосконалена методика для визначення раціональних параметрів ефективних псевдо суцільних пально-плитних фундаментів дозволяє обґрунтовано зменшити довжину паль зі збільшенням їх кількості в пальному полі, що дає можливість більш рівномірно розподілити внутрішні зусилля у плитному ростверку фундаменту та, як наслідок, зменшити його армування.

Список використаних джерел

1. Katzenbach R., Leppla S. And Choudhury D. Foundation Systems for High-Rise Structures. Published by CRC Press, Taylor&Francis Group, USA and UK, 2017. 298 p.
2. Самородов О. В. Розвиток наукових основ вибору раціональних параметрів комбінованих палових і плитних фундаментів багатоповерхових будівель : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02. Дніпро, 2018. 323 с.
3. Великорозмірний пально-плитний фундамент: пат. 153625 Україна: МПК E02D 27/12 (2006.01). заявл. 11.07.2022; опубл. 02.08.2023, Бюл. № 31/2023 / Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова.
4. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Київ : Мінрегіон України, ДП «Укрархбудінформ», 2018. 36 с.
5. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 55 с.
6. Інструментальний моніторинг напруженого стану системи «ґрунтова основа – пально-плитний фундамент» будівельного об'єкту: «Будівництво житлового комплексу з об'єктами громадського призначення та дитячим дошкільним закладом на перетині вул. Академіка Глушкова та Академіка Заболотного, 1 у Голосіївському районі м. Києва (Друга черга будівництва, Житловий будинок № 3, секція № 1)» у рамках науково-технічного супроводу: звіт з науково-дослідної роботи / ХНУМГ ім. О.М. Бекетова; керівник д.т.н. О.В. Самородов. Харків, 2025. 82 с.
7. Самородов О. В., Бондар О. П. Чисельні дослідження впливу моделі основи у вигляді шару скінченної розподільчої здатності на напружено-деформований стан пально-плитного фундаменту висотної будівлі. *Науковий вісник будівництва*. Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, ХОТВ АБУ, 2025. Вип. № 113. С. 149–165.

КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНЕ РІШЕННЯ ОГОРОДЖУВАЛЬНОЇ СТІНИ ПІДЗЕМНОЇ СПОРУДИ У ВОДОНАСИЧЕНИХ ҐРУНТАХ

¹Самородов О. В., д.т.н., професор,

¹Мозговий А. О., д.т.н., доцент,

¹Бутенко А. А., д-р філософії (Ph.D.),

¹Спіранде О. С., аспірант

¹Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова, м. Харків, Україна

Прагнення до освоєння підземного простору обумовлено зростанням щільності міської забудови і вимагає пошуку нових конструктивно-технологічних рішень споруд. Не менш актуальним є будівництво підземних або заглиблених захисних споруд, що безпосередньо пов'язане з розробкою котлованів і вимагає забезпечення їх стійкості в процесі зведення. Це особливо важливо при будівництві в складних інженерно-геологічних умовах з наявним високим рівнем ґрунтових вод.

Будівництво підземних споруд при наявності високого рівня ґрунтових вод ускладнює конструктивно-технологічні рішення зведення несучих огорожувальних конструкцій стін. В таких умовах можуть бути використані наступні рішення: спосіб «опускного колодезя» (або «кесону»); використання металевих шпунтів (шпунтової стінки) різного повздовжнього профілю; спосіб «стіна в ґрунті»; спосіб влаштування залізобетонної стіни з січних (перетинальних) бурових паль, в тому числі з влаштування додаткового шпоночного армованого вертикального стику між буросічними палями [1]. У водонасичених ґрунтах останнім часом також застосовується спосіб влаштування огорожувальних стін підземних приміщень у багатоповерхових будівлях з інтеграцією підпірних стін котлованів у конструктивну схему підземних поверхів багатоповерхових житлових будинків [2].

До прикладів нового конструктивно-технологічного рішення стіни підземної споруди можна віднести запропоновану авторами конструкцію комбінованої підпірної стіни [3]. Конструкція складається з вертикальних несучих елементів між якими встановлюється гнучкий плоский сталевий шпунт зі сторони напрямку дії активного тиску ґрунту та влаштування монолітної залізобетонної стіни, що включає вертикальні елементи та шпунт, після екскавації ґрунту котловану. Запропоновано спосіб влаштування огорожувальної стіни який дозволяє послідовно створити дві різні за свої функціональним призначенням та ефективні конструкції при будівництві підземної споруди у водонасичених ґрунтах: на першому етапі – огороження котловану, на другому етапі – несучу огорожувальну стіну підземної споруди [4; 5].

Спочатку до екскавації ґрунту котловану спосіб передбачає влаштування вертикальних елементів (наприклад – буронабивних паль), що розташовуються на відстані один від одного уздовж майбутньої стіни та заглиблюються нижче дна котловану, та плоского шпунта (металевого, що влаштовується, наприклад – віброзанурюванням), який заглиблюється до рівня дна котловану. Після екскавації ґрунту котловану вертикальні елементи працюють на згин уздовж вертикальної осі, а плоский шпунт працює на розтяг уздовж стіни, як мембрана між вертикальними елементами (рис. 1). При цьому, плоский шпунт забезпечує водонепроникність конструкції огороження котловану.

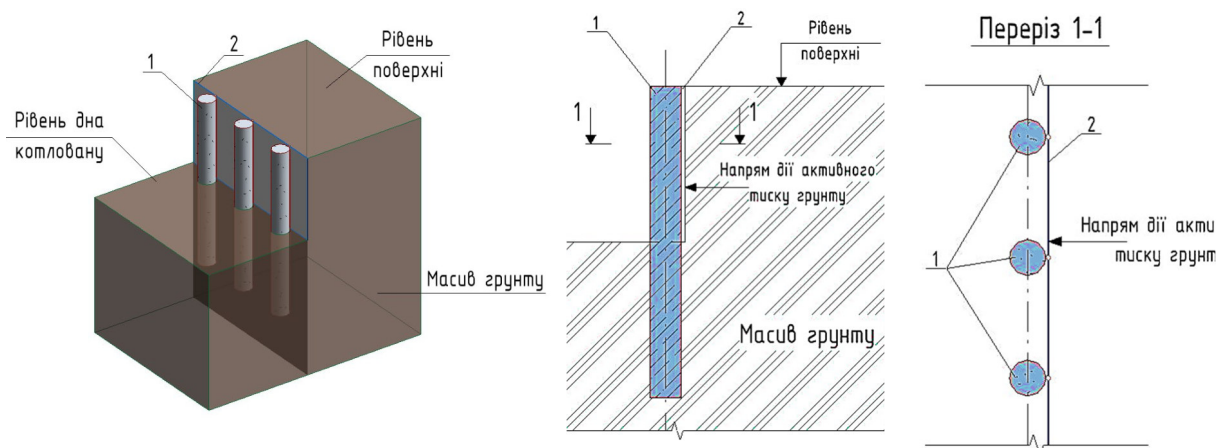


Рис. 1. Влаштування комбінованої гнучкої підпірної стіни (I етап):
1 – вертикальні елементи; 2 – суцільний шпунт (різного профілю та матеріалу)

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Після екскавації ґрунту влаштовується конструкція монолітної залізобетонної стіни підземної споруди, що передбачає встановлення сталевого арматурного каркасу, який поєднується з вертикальними елементами та шпунтом шляхом анкерування, для забезпечення сумісної роботи (рис. 2).

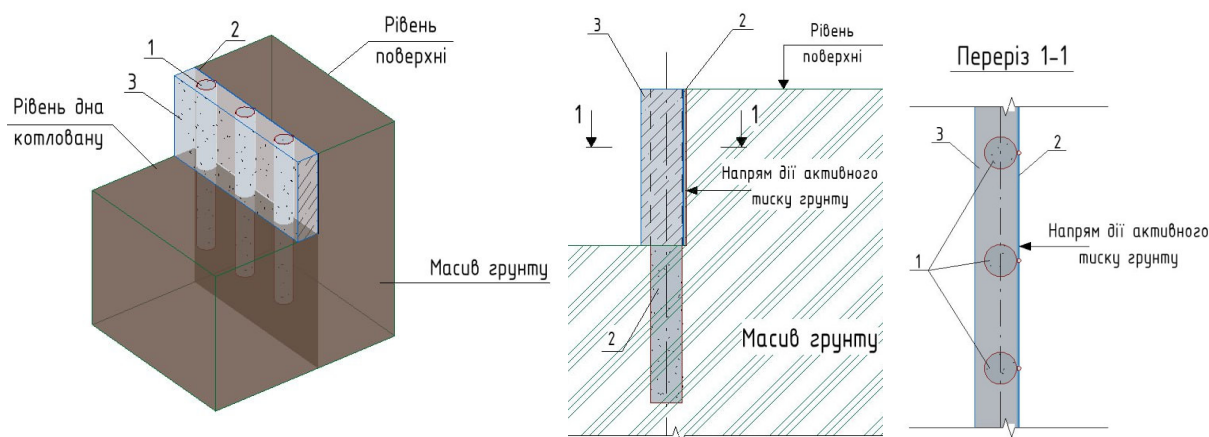


Рис. 2. Влаштування комбінованої гнучкої підпірної стіни (II етап)
1 – вертикальні елементи; 2 – суцільний шпунт; 3 – монолітна залізобетонна стіна

Розроблено ефективний спосіб улаштування огорожувальної стіни підземної споруди у водонасичених ґрунтах, який дозволяє послідовно створити дві різні за свої функціональним призначенням та ефективні конструкції при будівництві підземної споруди у водонасичених ґрунтах, з урахуванням відповідних розрахункових схем роботи конструкцій відповідно до їх напружено-деформованого стану. Технічна новизна конструктивного рішення полягає у створенні монолітної сталезалізобетонної конструкції стіни, яка працює сумісно з плоским шпунтом, зменшуючи поперечний розрахунковий переріз стіни з урахуванням роботи шпунта, як зовнішнього армування. Запропонований спосіб може бути використано при улаштуванні несучих огорожувальних стін підземних споруд будь-якого призначення, передбачає раціональне застосування у складних інженерно-геологічних та гідрогеологічних умовах територій будівництва з високим рівнем ґрунтових вод. Використання у випадках, коли вимагається не тільки влаштування несучої конструкції огорожувальної стіни підземної споруди, а й створення ефективної конструкції огороження котловану із забезпеченням міцності, жорсткості та водонепроникності.

Список використаних джерел

1. Спосіб влаштування вертикального стику елементів «стіна в ґрунті», що виконується з січних паль: пат. 100558 Україна. МПК (2006.01) E02D 29/02, E02D 17/20. заявл. 06.12.2010; опубл. 10.01.2013, Бюл. № 1. 4 с. / Лучковський І. Я., Самородов О. В., Чепурний Д. О., Піддубний В. В., Тун І. О. URL: <https://sis.nipo.gov.ua/uk/search/detail/1277064/> (дата звернення: 20.03.2026).
2. Самородов О. В., Єсакова С. В., Бондар О. П., Кротов О. В. Удосконалена конструкція комбінованої підпірної стіни котловану у водонасичених ґрунтах. *Наука та будівництво*. 2025. № 2. Т. 44. С. 28–35. URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2025-3>. (дата звернення: 20.03.2026).
3. Комбінована гнучка підпірна стіна: заявка на пат. № а202505968 Україна. МПК E02D 29/02. заявл. 01.12.2025 / Самородов О. В., Ватуля Г. Л., Бондар О. П.
4. Спосіб улаштування огорожувальної стіни підземної споруди у водонасичених ґрунтах: заявка на пат. № а202506188 Україна. МПК E02D 29/02. заявл. 10.12.2025 / Самородов О. В., Бондар О. П., Бутенко А. А., Мозговий А. О., Спіранде О. С.
5. Самородов О. В., Бутенко А. А., Мозговий А. О., Спіранде О. С. Удосконалений спосіб улаштування огорожувальної стіни підземної споруди у водонасичених ґрунтах. *Наука та будівництво*. 2025. № 4. Т. 46. С. 29–37. URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2025-4> (дата звернення: 20.03.2026).

МЕТОДИКА ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ОБСТЕЖЕННЯ ПІСЛЯ УРАЖЕННЯ БПЛА

¹Цюпин Є. І., д-р філософії (Ph.D.), старший викладач,

²Башинський О. В., д-р філософії (Ph.D.), провідний інженер ЛПРА САПР; асистент

¹Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ, Україна

²Національний університет біоресурсів і природокористування України

Пошкодження багатоповерхових житлових будівель унаслідок ураження БПЛА формують складний післяаварійний стан, за якого локальне руйнування окремих конструкцій змінює роботу всього просторового каркаса. У таких випадках інженерна оцінка не може обмежуватися фіксацією тріщин, обвалень і деформацій, оскільки головним стає встановлення того, яким чином пошкоджений фрагмент впливає на перерозподіл зусиль у суміжних елементах і чи зберігає будівля загальну просторову стійкість. Саме тому чисельне моделювання післяаварійного стану повинно формуватися не як абстрактний розрахунок за проектною схемою, а як модель, безпосередньо пов'язана з результатами натурного обстеження, інструментального контролю та геодезичних вимірювань.

Об'єктом дослідження є 23-поверховий житловий будинок із підвальним поверхом, виконаний з монолітним залізобетонним каркасом. Просторову жорсткість споруди забезпечують монолітні пілони, стіни, діафрагми жорсткості та диски перекриттів. Фундаментна частина представлена буріт'єкційними палями, об'єднаними плитним ростверком, а міжповерхові перекриття і покриття виконані як монолітні безбалочні залізобетонні плити товщиною 180 мм. Після прямого влучання БПЛА на рівні 4–6-го поверхів у будівлі виникли руйнування зовнішніх стін, часткове обвалення плит перекриття 4–5-го поверхів, деформації та локальні пошкодження вертикальних несучих елементів, а також руйнування перегородок, заповнення прорізів, оздоблення та частини інженерних мереж у межах пошкоджених квартир. Така картина пошкоджень вказує не лише на втрату цілісності окремих елементів, а й на порушення вузла передавання навантаження в межах локального фрагмента каркаса.

Мета дослідження полягає у формуванні методики чисельного моделювання багатоповерхової житлової будівлі за результатами технічного обстеження після ураження БПЛА, яка дозволяє встановити змінений напружено-деформований стан пошкодженого каркаса, зіставити чисельні результати з натурними даними та використати їх для обґрунтування інженерних рішень щодо відновлення. На відміну від підходів, у яких розрахункова модель задається лише за проектною документацією, у запропонованій постановці вихідними даними для моделювання слугують фактична конфігурація пошкоджень, результати обстеження, дані неруйнівного контролю та геодезично визначені переміщення конструкцій.

Методика побудови моделі включає кілька послідовних етапів. На першому етапі формується вихідна схема будівлі до руйнування на основі проектних рішень і робочої документації. Така модель відображає початкову просторову роботу каркаса й використовується як база для подальшого порівняння. На другому етапі аналізуються результати натурного обстеження та локалізуються елементи, які втратили цілісність або зазнали суттєвого зниження жорсткості. На третьому етапі будується післяаварійна модель, у якій враховуються зруйновані ділянки плит, пошкоджені пілони, зміна роботи суміжних елементів і перерозподіл навантаження на верхні яруси. На четвертому етапі результати моделювання співставляються з геодезичними вимірюваннями, що дозволяє оцінити адекватність обраної чисельної схеми.

Результати неруйнівного контролю показали, що бетон контрольованих ділянок не втратив міцності нижче проектного рівня. Для пілонів 4–6-го поверхів встановлено значення міцності в інтервалі 36,3–42,4 МПа, а для плити перекриття 6-го поверху – 38,6 МПа, що відповідає класам С25/30–С35/40 та С30/35. Отже, причиною аварійного стану не є загальне зниження міцності матеріалу, а локальне порушення конструктивної схеми в зоні ураження. Це положення є принциповим для формування чисельної моделі: коригування післяаварійного стану виконується переважно через зміну жорсткісних характеристик і виключення з роботи частини елементів, а не через умовне зниження міцності всього каркаса.

Геодезичні вимірювання визначили фактичний деформований стан пошкодженого фрагмента. У межах перекриття 5-го поверху відхилення від умовної горизонтальної площини становили від –755 мм до +220 мм, а відносний вигин у найбільш деформованій зоні досягав 0,027, що істотно перевищує нормативно допустимий рівень. Для перекриття 6-го поверху відхилення не перевищували

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

11 мм, а для 11-го поверху – 21 мм. Таким чином, критичні деформації виявилися зосередженими безпосередньо в осередку руйнування, тоді як на вищих рівнях будівлі розвиток загальної деформованої форми не підтвердився. Аналогічна закономірність зафіксована для вертикальних несучих елементів: у зоні ураження окремі пілони мають значні відхилення від вертикалі, тоді як по кутах будівлі відхилення мають різноспрямований характер і не формують системного нахилу всієї споруди. Саме ці дані стали основою для відмежування локального аварійного стану від глобальної втрати просторової стійкості.

Початкова модель будівлі до руйнування була сформована за проектною конструктивною схемою та проаналізована за нормативними розрахунковими сполученнями. Для аналізу деформативності використано РСН 12 як сполучення, що формувало найбільші деформації в початковій схемі. Розрахунків до руйнування дав загальні мозаїки переміщень, ізополя відносних вертикальних деформацій плит та розподіли зусиль у пілонах на характерних рівнях. При цьому для інтерпретації деформацій плит у залізобетонній системі застосовано емпіричний коефіцієнт 3, який дозволив наблизити значення, отримані в лінійній постановці, до реального очікуваного рівня деформування.

Модель після руйнування було побудовано як модель на прогресуюче обвалення в лінійній квазістатичній постановці. Коефіцієнт динамічності в напрямку осі Z прийнято 1,6. Для відтворення фактичного післяаварійного стану модулі пружності плит перекриття знижено до 30% від початкового значення, а для пілонів і стін – до 60%. Такий підхід дозволив врахувати втрату жорсткості пошкодженого фрагмента та наблизити результати до поведінки конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності в інженерному наближенні. Післяаварійний розрахунок включав визначення загальних деформацій, відносних вертикальних деформацій плит 6–10-го поверхів, напружень у плитах 1–10-го поверхів і зусиль у пілонах на характерних рівнях.

Порівняння результатів до руйнування і після руйнування виявило різку зміну роботи каркаса над пошкодженим осередком. Прогини плит 6–10-го поверхів збільшилися від значень до 10 мм у вихідній схемі до значень до 60 мм після руйнування. Збільшилися згинальні моменти в плитах, а в окремих пілонах відбулася якісна зміна поздовжньої роботи: якщо до руйнування переважав стиск до – 2551 кН, то після руйнування в частині елементів виник розтяг до 1269 кН. Така зміна знака поздовжнього зусилля підтверджує, що локальна втрата конструкцій нижніх ярусів призвела до трансформації розрахункової схеми в зоні над осередком руйнування.

Список використаних джерел

1. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість.



МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ ТОНКОСТІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

¹Мирошніченко І. О., аспірант

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Вступ. Питання стійкості тонкостінних залізобетонних конструкцій із високим співвідношенням висоти до ширини ($h/b > 5$) є однією з найбільш складних задач будівельної механіки, що поєднує геометричну та фізичну нелінійність. Для таких елементів (зокрема, консольних балконних систем) класична перевірка міцності є недостатньою через високий ризик раптової втрати стійкості плоскої форми згину. Існуючі інженерні підходи, такі як метод розрахункових опорів, з високою точністю описують напружено-деформований стан перерізу, проте потребують доповнення критеріями стійкості. Відкритим залишається питання створення єдиної методики, яка б інтегрувала класичну теорію Прандтля-Власова з процесами деградації крутильної жорсткості залізобетону та враховувала нагельний ефект арматури в зоні утворення нормальних тріщин.

Мета роботи. Розробка інженерної методики розрахунку стійкості залізобетонних балок на основі енергетичної концепції деградації жорсткості. Запропоновано алгоритм обчислення критичного моменту за Прандтлем-Власовим, адаптований до параметрів залізобетонного композиту. В основу покладено гіпотезу енергетичної інваріантності, що дозволяє замінити балку з нормальними тріщинами еквівалентною балкою з ефективною крутильною жорсткістю GJ_{eff} .

Основний матеріал. Запропонована методика базується на енергетичному підході до визначення жорсткостей залізобетонного елемента з тріщинами. В основу розрахунку покладено гіпотези енергетичної інваріантності, нагельної стабілізації та пропорційної деградації.

Критичний згинаючий момент M_{cr} , що відповідає втраті балкою стійкості, визначається за адаптованою теорією Прандтля-Власова:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{EI_{y,eff} \times GJ_{eff}}, \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (1)$$

де $EI_{y,eff}$ – згинальна жорсткість з площини згину;

GJ_{eff} – ефективна крутильна жорсткість, виведена з умови інваріантності енергії;

L_{eff} – ефективна довжина балки.

Згідно з умовою енергетичної інваріантності, ефективна крутильна жорсткість визначається через гармонійне усереднення станів елемента з урахуванням коефіцієнта локалізації тріщин η :

$$GJ_{eff} = \left[\frac{\eta}{GJ_{cr}} + \frac{1-\eta}{GJ_0} \right]^{-1}, \text{ кН}\cdot\text{м}^2, \quad (2)$$

де $\eta = l_{cr}/s_{cr}$ – коефіцієнт локалізації тріщини (l_{cr} – довжина зони деградації; s_{cr} – відстань між суміжними нормальними тріщинами);

GJ_{cr} – крутильна жорсткість згинального залізобетонного елемента у тріщині;

GJ_0 – крутильна жорсткість згинального залізобетонного елемента без тріщин.

Ключовою особливістю моделі є те, що крутильна жорсткість у тріщині GJ_{cr} формується не лише роботою стиснутої зони бетону, а й нагельною жорсткістю арматури k_d . Остання виводиться з диференціального рівняння балки на пружній основі, що дозволяє достовірно врахувати опір розтягнутих стрижнів бічному закручуванню системи.

Для переходу від теоретичного значення критичного моменту ідеальної системи до розрахункового опору реальної конструкції введено інтегральний коефіцієнт редукції:

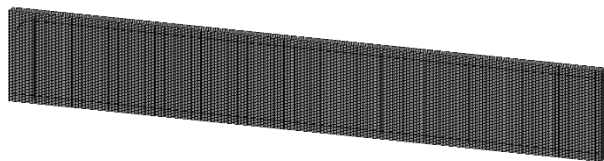
$$M_{cr,d} = k_{red} \times M_{cr}, \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (3)$$

де k_{red} – інтегральний коефіцієнт редукції.

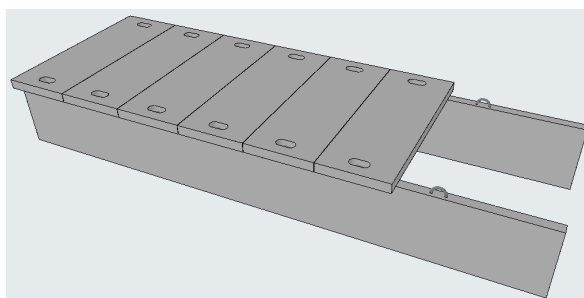
Фізично обґрунтовано, що для тонкостінних елементів $k_{red} \approx 0,56$. Цей параметр одночасно враховує деградацію жорсткості у часі (повзучість бетону) та вплив початкових геометричних недосконалостей (випадкових ексцентриситетів).

Апробацію розробленої методики виконано на прикладі розрахунку тонкостінної консольної балки (переріз $b \times h = 30 \times 220$ мм, проліт $L = 2000$ мм, бетон C20/25, арматура $1\varnothing 12$ A500). Аналіз напружено-деформованого стану показав, що міцність нормального перерізу становить $M_{Rd} = 6,47$ кН·м, тоді як розрахунковий критичний момент втрати стійкості дорівнює $M_{cr,d} = 3,29$ кН·м. Це доводить, що для елементів із високим співвідношенням сторін ($h/b > 5$) втрата стійкості плоскої форми згину має раптовий характер і настає значно раніше за вичерпання міцності матеріалів.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва



а)



б)

Рисунок. Тонкостінні залізобетонні елементи:
а) прогин балки 1-ої серії (балки 2000×220×30 мм); б) зразок 2 серії

Висновки. Сформульовано алгоритм визначення критичного моменту втрати стійкості, адаптований до специфіки залізобетонного композиту. Вперше у практиці інженерних розрахунків стійкості детально враховано нагельний ефект арматури, що працює як балка на пружній основі бетону та забезпечує суттєвий опір бічному закручуванню елемента у створі тріщини.

Фізично обґрунтовано необхідність використання інтегрального коефіцієнта редукції $k_{red} \approx 0,56$ для надтонких перерізів. Доведено, що нехтування цим параметром, який враховує вплив повзучості бетону та початкових геометричних недосконалостей, призводить до небезпечного завищення розрахункової стійкості на 40–50%.

Запропонована методика дозволяє проектувальнику достовірно встановлювати межу безпечної експлуатації тонкостінних елементів без застосування складних та ресурсоемних нелінійних скінченно-елементних комплексів, порівнюючи імовірність відмови за стійкістю до імовірності відмови за міцністю.

Список використаних джерел

1. Павліков А. М., Кочкар'ов Д. В. Залізобетонні конструкції: практичні методи розрахунків та конструювання : навч. посіб. Полтава : ТОВ «АСМІ», 2019. 240 с.
2. Азізов Т. Н., Кочкар'ов Д. В. Розрахунок залізобетонних статично невизначених систем з врахуванням тріщиноутворення. *Вісник національного університету водного господарства та природокористування. Технічні науки*. 2022. Вип. 2 (98). С. 39–48. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/24915/> (дата звернення: 20.03.2026).
3. Перельмутер А. В. Деякі особливості нелінійних розрахунків у системі проектування споруд. *Опір матеріалів і теорія споруд*. 2024. Вип. 113. С. 183–194. URL: <https://omtc.knuba.edu.ua/article/view/317339/307886> (дата звернення: 20.03.2026).
4. Wight J. K., MacGregor J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. Pearson Education, 2011. 1176 p.



ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВИКОРИСТАННЯМ ДИСПЕРСНОГО ЛОКАЛЬНОГО АРМУВАННЯ СТАЛЕВОЮ ФІБРОЮ

¹Масюк Г. Х., к.т.н., професор, ¹Мельничук С. М., аспірант, ¹Музичук М. В., магістрант
¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Дослідження сталевібробетону (SFRC) було присвячено багато робіт як вітчизняних, так і зарубіжних вчених. Проведено досить багато важливих досліджень і отримано велику кількість даних, що описують основні фізико-механічні властивості фібробетону.

Міцність сталевібробетону (SFRC) на розтяг є однією з його ключових характеристик, яка забезпечує перехід матеріалу від крихкого до в'язкого, завдяки здатності фібрових волокон стримувати розкриття тріщин в розтягнутих зонах згинальних елементів.

В роботах [1; 2; 3; 4; 5] досліджувався вплив дисперсного армування сталевими фібрами на експлуатаційні характеристики залізобетонних балок. Авторами проаналізовано, як саме різний тип сталевіброї: пряма з сплюсненими кінцями, анкерна та хвиляста, впливають на стійкість залізобетонних конструкцій до тріщиноутворення, на міцність розтягу та згину.

Дослідження присвячені роботі залізобетонних балок під дією статичних [1; 4; 5] та повторних малоциклових [1] навантажень. Авторами доведено що відсоток армування сталевими фібрами впливає на характер тріщиноутворення в згинальних елементах, а саме: ширина розкриття тріщин менша [1; 3; 4], збільшується жорсткість [1; 3; 4], зменшуються прогини [1; 3; 4]. Дослідники вказують що оптимальний відсоток фібрового армування складає $\mu_f = 1\%$ [1; 3], а в роботі [4] $\mu_f = 2\%$.

В лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва ім. Є.М. Бабица проведені експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних балок з дисперсним локальним армуванням сталевими фібрами $\mu_f = 0,5\%$ і $\mu_f = 1,0\%$ в нижній зоні.

Балки розмірами $b \times h \times l = 100 \times 200 \times 2000$ мм, розрахунковим прольотом 1800 мм виготовлялися із бетону класу C25/30, армовані плоскими каркасами діаметром 5 мм класу B500 та одним поздовжнім стержнем діаметром 12 мм класу A500C. Випробування балок здійснювалося у спеціальній установці статичним ступеневим навантаженням у вигляді двох зосереджених сил, прикладених в 1/3 прольота. Вимірювання деформацій здійснювалось індикаторами в стиснутій і розтягнутій зонах, а також електротензодатчиками, наклеєними по вертикалі в середині балки і по похилім перерізам. Деформації поздовжньої арматури замірялись тензометром Гугенбергера, також на кожній ступені навантаження замірялись прогини прогиноміром. В процесі випробувань слідкували за утворенням і шириною розкриття тріщин.

В результаті проведених експериментальних досліджень випробування залізобетонних балок з дисперсним локальним фібровим армуванням нижньої зони висотою 100 мм і їх аналізу встановлено:

- в балках Б-1.1 без фібрового армування нормальні тріщини появились при навантаженні 9 кН;
- в балках Б-1.2 з 0,5% фібрового армування нормальні тріщини появились при навантаженні 15 кН;
- в балках Б-1.3 з 1,0% фібрового армування нормальні тріщини появились при навантаженні 21 кН.

Отже, сталева фібра значно підвищує тріщиностійкість, зменшує ширину розкриття тріщин згинальних елементів, працюючи як стабілізатор.

Список використаних джерел

1. Дробішинець С. Я. Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталевібробетону та роботу згинальних елементів на його основі: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Луцьк, 2005. 215 с.
2. Білозір В., Подгорецькі А. Утворення та розкриття тріщин у перерізах, нормальних до поздовжньої осі комбіновано армованих сталевібробетонних балок. *Вісник Луцького національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. 2019. № 20. С. 33–37.
3. Ather M. M., Siddiq M. A., Raheem M. A., Nanchari K. Effects of Hybrid Steel Fibers on the Mechanical Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*. 2022. Vol. 09, Issue 05. P. 1036–1041.
4. Behbahani H. P., Nematollahi B., Sam A. R. M., Lai F. C. Flexural Behavior of Steel-Fiber-Added-RC (SFARC) Beams with C30 and C50 Classes of Concrete. *International Journal of Sustainable Construction Engineering & Technology*. 2012. Vol. 3, Issue. 1. P. 54–66.
5. Yang I. H., Joh C., Kim B. S. Flexural strength of ultra high strength concrete beams reinforced with steel fibers. *Procedia Engineering*. 2011. Vol. 14. P. 793–796.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ЕНЕРГЕТИЧНО ОБҐРУНТОВАНА ПОБУДОВА ДІАГРАМ ЗЧЕПЛЕННЯ АРМАТУРИ З БЕТОНОМ ТА ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПЕТЛЕВИХ ВУЗЛІВ

¹Грищенко О. Д., аспірант

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

У сучасному будівництві збірних залізобетонних конструкцій надійність споруд значною мірою залежить від якості з'єднань. Петлеві стики та анкерні пристрої є критичними вузлами, де передача зусиль між елементами відбувається виключно через механізм зчеплення арматури з бетоном.

Традиційні підходи до опису параметрів зчеплення базуються на емпіричних залежностях τ - s (напруження–проковзування), та мають низку суттєвих недоліків. Зокрема традиційні підходи не враховують напружений стан арматурного стержня в цілому, містять велику кількість коефіцієнтів, що потребують постійного експериментального підтвердження. До того ж традиційні моделі не здатні адекватно описати перехід від коротких анкерів до довгих зон анкерування. При цьому робота коротких стержнів характеризується висмикуванням анкерів з бетону, а при довгих анкерах відбувається досягнення межі текучості в арматурі.

Дана робота пропонує перехід від локальних емпіричних критеріїв до глобального енергетичного інваріанту, що дозволяє побудувати фізично обґрунтовану модель взаємодії. З огляду на це метою роботи є розробка універсальної аналітичної моделі зчеплення арматури з бетоном, заснованої на принципі енергетичного інваріанту, яка дозволяє з високою точністю описувати роботу контактної зони арматури з бетоном на всіх стадіях навантаження, від початкової пружної деформації до досягнення арматурою межі текучості або висмикування анкера. Модель має забезпечити єдиний розрахунковий апарат для проектування петлевих вузлів та анкерних пристроїв довільної довжини без використання надмірної кількості емпіричних коефіцієнтів. Наукова новизна одержаних результатів полягає у наступному: вперше встановлено енергетичний критерій точки зламу діаграми τ - s , уточнено математичну модель жорсткості зчеплення; доведено інваріантність питомої роботи сил зчеплення; визначено критичні межі роботи довгих стержнів.

В основі запропонованого підходу лежить гіпотеза про те, що процес руйнування контактної зони арматури з бетоном є дискретним енергоємним процесом. Сукупність фізичних явищ інтегрується у величину питомої роботи сил зчеплення G . При цьому граничний стан системи визначається умовою інваріантності повної енергії зчеплення

$$G = \int_0^{s_{\max}} \tau(s) ds = \text{const.} \quad (1)$$

Тобто площа під діаграмою τ - s є інваріантною величиною, яка не залежить від довжини анкерування, не залежить від форми епюри напружень. Вона визначається енергією деформації арматури. Таким чином, встановлено, що робота сил зчеплення еквівалентна потенціальній енергії розтягнутого арматурного стержня.

Запропонована модель базується на двохлінійній апроксимації діаграми зчеплення, яка найбільш повно відображає фізику процесу. Перша ділянка відповідає за пружну роботу та описується лінійною залежністю

$$\tau = js + b, \quad (2)$$

де b – параметр початкового опору, зокрема адгезія та початкове зачеплення); j – жорсткість зчеплення. Жорсткість j виводиться аналітично через параметри арматури та бетону

$$j = a^2 E_s k \cdot \frac{\tau_u + b}{\tau_u - b}. \quad (3)$$

Друга ділянка відповідає за пластичну роботу. При досягненні критичного рівня напружень τ епюра зчеплення стабілізується, утворюючи ділянку рівномірного розподілу напружень. Це відповідає стадії механічного зачеплення ребер арматури за бетон.

Точка переходу від пружної ділянки до пластичної визначається з умови максимальної енергетичної ефективності пружної стадії. Математично це формулюється як рівність інтенсивностей накопичення пружної енергії та її дисипації в пластичній зоні. З цього критерію виведено умову

$$2\tau_1 = \tau_u + b, \quad (4)$$

де τ_1 – середні дотичні напруження зчеплення, які відповідають точці максимальної енергетичної ефективності пружної епюри.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Розроблена модель забезпечує наскрізний опис роботи анкерування для двох характерних випадків. Для коротких стержнів при $L < L_u$ руйнування відбувається внаслідок висмикування арматури з бетону. Модель описує трансформацію епюри з експоненціальної в прямокутну, що дозволяє коректно оцінити несучу здатність анкерів з малою довжиною зачеплення. Для довгих стержнів розроблена модель забезпечує досягнення межі текучості арматури f_y до моменту висмикування. Визначено критичну довжину L_{cr} , за якої бетон працює виключно в пружній стадії навіть при досягненні сталі межі текучості.

Розроблена методика розрахунку дозволяє виконувати проектування петлевих стиків (рисунок).



Рисунок. Петлевий стик

Практична реалізація моделі в розрахунках петлевих стиків дозволяє перейти від спрощених коефіцієнтів до детального моделювання взаємодії. Розроблена модель дає можливість визначення проковзування s , що необхідно для розрахунку ширини розкриття тріщин у вузлах з'єднання. До того ж використання інваріанту G дозволяє оцінити живучість петлевого вузла при випадкових або динамічних впливах.

Пропонується наступний алгоритм розрахунку за розробленою методикою:

1. Визначення інваріанту G за характеристиками матеріалів;
2. Побудова діаграми τ – s з використанням умови (4).
3. Застосування отриманого закону зчеплення у розрахункових моделях методу скінчених елементів, з використанням нелінійних зв'язків.

Запропонована енергетична концепція зчеплення дозволяє отримати фізично адекватну картину роботи арматури при висмикуванні, що дає можливість розрахунку петлевих стиків конструктивних систем. Перехід в розробленій моделі від локальних напружень до енергетичного інваріанту забезпечує чіткий фізичний та механічний зміст основних параметрів моделі, можливість розрахунку як коротких анкерів, так і розвинених зон зчеплення в межах єдиного підходу. До того ж енергетично обґрунтована точка зламу діаграми дозволяє уникнути помилок при проектуванні високонавантажених петлевих вузлів, забезпечуючи їх безпечну та передбачувану роботу.

Список використаних джерел

1. Ромашко О. В., Ромашко В. Н. Щодо оцінювання зчеплення арматури з бетоном. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. 2018. Вип. 179. С. 92–99.
2. Кочкар'юв Д. В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам : монографія. Рівне : О. Зень, 2015. 384 с. ISBN 978-617-601-125-5.
3. EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, Brussels, 2004.
4. Hsiao, P.-C., Chen, I.-S., & Hwang, P.-A. Assessment of the experimental and numerical bond–slip law of various strengthening systems in reinforced concrete elements. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2025. Vol. 19. Article 92. <https://doi.org/10.1186/s40069-025-00838-5>.
5. Karadogan Z., Elchalakani M., & Mirza S. M. Validation of reinforced concrete bond stress–slip models through an analytical strain distribution comparison. *Materials and Structures*. 2022. Vol. 55. Article 240. <https://doi.org/10.1617/s11527-022-02071-y>.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

РОБОТА ДВОХШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ З ШТУЧНИМ РЕГУЛЮВАННЯМ ЗУСИЛЬ ПРИ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

¹Собіщанський О. Л., аспірант, ¹Ковальчук Ю. Т., ст. викладач

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Одним із основних несучих елементів будівель і споруд є рамні конструкції. Залізобетонні рами використовуються не лише в одноповерхових і багатоповерхових промислових будівлях, а також в багатоповерхових житлових і громадських будівлях. Вони сприймають більшу частину навантажень в інженерних спорудах.

Для дослідження П-подібних залізобетонних рам з штучним регулюванням зусиль були виготовлені залізобетонні зразки рам, які мали розміри в осях: проліт $l = 2000$ мм, висота $h = 1100$ мм, поперечний переріз ригеля рами – 160×100 мм, поперечний переріз стійки рами 180×100 мм.

Стойки рами армовано просторовим каркасом з симетрично розташованими чотирма стержнями $\varnothing 14A400C$. Ригель рами армовано просторовим каркасом: нижня арматура – 2 $\varnothing 14A400C$, верхня арматура – $\varnothing 18A500C$. Поперечна арматура в стійках і ригелі виконана у вигляді замкнених зварених рамок із стержнів $\varnothing 6Bp-I$. Затяжка рами виконана з стержневої арматури $\varnothing 18 A500$. Попереднє напруження в затяжці створювалося за допомогою динамометричного ключа. Випробовування рам виконували за схемою двохшарнірної системи в спеціальній установці, завантажуючи ригель двома зосередженими силами на віддалі 75 см від осі стійок.

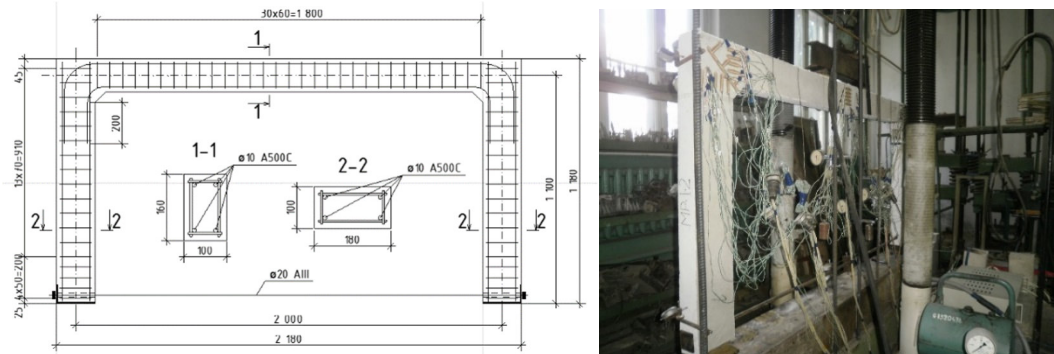


Рис. 1. Конструктивна схема та загальний вигляд дослідних рам

Рама P2-ПР1 піддавалася короткочасним малоцикловим навантаженням. В затяжці рами задавалося зусилля в 2 кН.

На першому циклі завантаження залишкові деформації в бетоні і арматурі ригеля склали відповідно $\epsilon_{c,sp,res} = 10,67 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sp,res} = 12,73 \times 10^{-5}$. При цьому відповідні залишкові деформації у вузлових перерізах склали $\epsilon_{c,sup,res} = 9,96 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sup,res} = 10,5 \times 10^{-5}$. На даному етапі спостерігалось незначне збільшення деформацій бетону і арматури до четвертого циклу, після чого це збільшення припинялося. На п'ятому циклі навантаження-розвантаження спостерігалася стабілізація напружено-деформованого стану. Аналогічно збільшувалися прогини та ширина розкриття тріщин.

Отже при рівні завантаження $F_{cyc} \approx 0,3 F_u - 0,45 F_u$ стабілізація напружено-деформованого стану рами відбувається до п'ятого циклу навантаження-розвантаження.

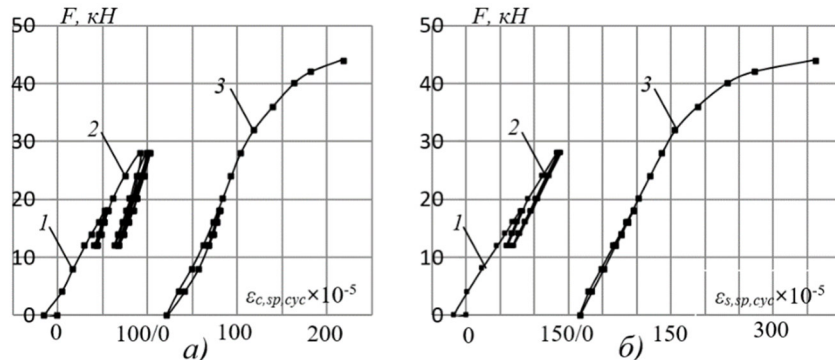


Рис. 2. Зміна деформацій стиснутого бетону (а) та розтягнутої арматури (б) в прольоті ригеля рами P2-ПР1 при повторних навантаженнях: 1 – на першому циклі навантаження; 2 – на шостому циклі навантаження; 3 – на чотирнадцятому циклі навантаження до руйнування

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

На другому етапі рівень завантаження становив $F_{cyc} \approx 0,3 F_u - 0,7 F_u$. Збільшення рівня навантаження призвело до зростання як залишкових, так і повних деформацій бетону та арматури, а також збільшення залишкового та повного прогину ригеля рами. Після сьомого циклу навантаження (другого на даному етапі) приріст залишкових деформацій в прольоті та вузлі рами значно зменшився, а після десятого циклу (п'ятого на даному етапі) практично припинився, тобто відбулася стабілізація напружено-деформованого стану поперечного перерізу в прольоті ригеля рами та у вузлі рами.

На третьому етапі рівень завантаження становив $F_{cyc} \approx 0,3 F_u - 0,45 F_u$. Стабілізація повних та залишкових деформацій відбулася відразу після зменшення рівня навантаження.

На чотирнадцятому циклі рама Р2-ПР1 була довантажена до руйнування. Перевищення навантаження $F = 28,0$ кН спричинило виникнення нових пластичних деформацій в бетоні та розвиток тріщин. Залежність між деформаціями бетону та арматури від навантаження почала набувати криволінійного характеру. При навантаженні $F = 42,0$ кН пластичний шарнір виник у ригелі рами. При збільшенні навантаження утворилися пластичні шарніри у вузлах рами, внаслідок чого при $F_u = 44,05$ кН рама зруйнувалася.

Рама Р2-ПР2 піддавалася короткочасним повторним малоцикловим навантаженням. Попередньо, так само як і в рамі Р2-КР, в затяжці рами Р2-ПР2 задавалося зусилля в 2 кН.

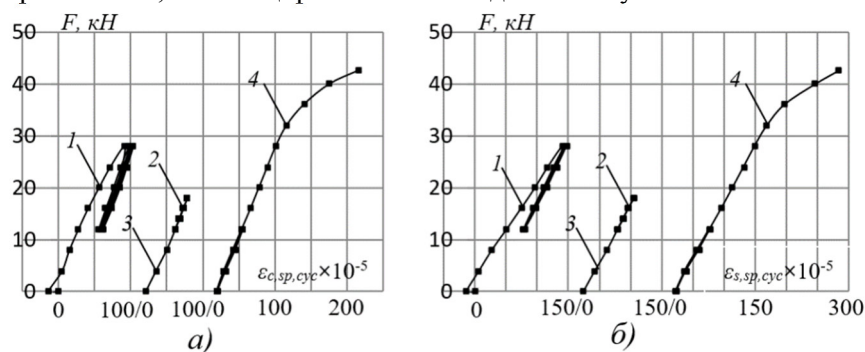


Рис. 3. Зміна деформацій стиснутого бетону (а) та розтягнутої арматури (б) в прольоті ригеля рами Р2-ПР1 при повторних навантаженнях: 1 – на першому циклі навантаження; 2 – на шостому циклі навантаження; 3 – на чотирнадцятому циклі навантаження до руйнування

Вже на першому циклі практично відбувся перерозподіл зусиль, а на наступних циклах рама працювала більш пружно. При повторних навантаженнях спостерігалось збільшення деформацій бетону і арматури до п'ятого циклу, після чого це збільшення припинялося.

Після другого циклу навантаження приріст залишкових деформацій в прольоті значно зменшився, а після п'ятого циклу практично припинився, тобто відбулася стабілізація напружено-деформованого стану поперечного перерізу в прольоті ригеля. Аналогічно змінювались деформації бетону і арматури у вузлових нормальних перерізах ригеля по внутрішнім граням стійок.

На другому етапі рівень завантаження становив $F_{cyc} \approx 0,3 F_u - 0,45 F_u$. Аналогічно, як і рамі Р2-ПР1 стабілізація повних та залишкових деформацій відбулася відразу після зменшення рівня навантаження. Після стабілізації напружено-деформованого стану рама повністю розвантажувалася.

На тринадцятому циклі рама Р2-ПР2 була довантажена до руйнування. При навантаженні $F = 40,75$ кН пластичний шарнір виник у ригелі рами. При збільшенні навантаження утворилися пластичні шарніри у вузлах рами, внаслідок чого при $F_u = 42,60$ кН рама зруйнувалася.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.6–98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К. : Міррегіонбуд України, 2011. 71 с.
2. Filipchuk S. V., Sobishchanskyi O. L., Kovalchuk Y. T. Methodology for testing double-hinged reinforced concrete frames with artificial regulation of forces. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2025. Вип. 47. С. 425–430.
3. Філіпчук С. В., Собіщанський О. Л., Ковальчук Ю. Т. Методика випробування двошарнірних залізобетонних рам. *Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції* : зб. тез доп. Київ, 2025. С. 139.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

РЕКОНСТРУКЦІЯ ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА З ВИКОРИСТАННЯМ ТЕХНОЛОГІЇ 3D-ДРУКУ

¹Марчук В. В., к.т.н., доцент, ¹Дворкін Л. Й., д.т.н., професор, Тарасюк Т. О., аспірант
¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Внаслідок військових дій в Україні значна кількість будівель і споруд зазнала руйнувань, що призвело до утворення великих обсягів бетонного брухту. У зв'язку з цим актуальною є проблема його утилізації з подальшим використанням для виробництва нових будівельних матеріалів.

Нині вторинні заповнювачі та наповнювачі на основі бетонного брухту широко застосовуються у бетонах різного призначення [1]. Водночас вони мають низку недоліків порівняно з природними, зокрема більшу пористість та підвищене водопоглинання [2]. Це потребує додаткового введення води, що призводить до зростання пористості бетону та погіршення його міцності й довговічності або добавок супер- та гіперпластифікаторів [3]. Разом з тим використання бетонного брухту лише як заповнювача не повністю реалізує його потенціал. Активна тонкодисперсна складова цементного каменю здатна покращувати структуру контактної зони між заповнювачем і цементно-піщаною матрицею [4].

Застосування 3D-друку при реконструкції об'єктів будівництва відкриває нові можливості для відновлення пошкоджених конструкцій, підсилення несучих елементів та модернізації будівель із мінімальним втручанням у їхню структуру. Особливо актуальним є використання даної технології в умовах обмеженого доступу до об'єкта або необхідності проведення робіт у стислі терміни. Основними перевагами використання 3D-друку при реконструкції є: зниження трудомісткості та витрат матеріалів, можливість виготовлення складних геометричних форм без використання традиційної опалубки, підвищення точності виконання робіт, автоматизація будівельних процесів, скорочення строків виконання робіт [5].

Разом з тим, впровадження 3D-друку у сферу реконструкції супроводжується рядом технічних та технологічних викликів [6]. Серед них – забезпечення адгезії між новими та існуючими матеріалами, контроль якості міжшарових з'єднань, адаптація складів сумішей до умов друку, а також необхідність розробки нормативної бази для регулювання таких робіт.

Окрему увагу слід приділити підбору складу будівельних сумішей придатних для 3D-друку, які повинні мати оптимальні реологічні властивості, достатню швидкість набору міцності та високу адгезію між шарами. Важливими параметрами є наявність модифікуючих та мінеральних добавок та дисперсного армування [7].

На даний час розроблена різними виробниками по всьому світі значна кількість 3D принтерів та технологій зведення будівель і споруд з їх допомогою. У ряді робіт досліджені технології 3D-друку з урахуванням особливостей 3D принтерів і споруд [5–7]. Аналіз літературних джерел дозволив систематизувати та узагальнити особливості технології 3D-друку, що наведені в таблиці, а також відзначити їх переваги та недоліки.

Таблиця

Найбільш поширені технології 3D-друку та їх особливості

№	Розробник (країна)	Будівельна суміш, що використовується	Властивості суміші		Особливості технології		
			Густина, г/см ³	Міцність, МПа		переваги	недоліки
				на згин	на стиск		
1	WinSun (Китай)	Піщано-цементна суміш з використанням бетонного брухту, скловолокнами і спеціальними добавками	2000–2200	8,2	34,5	Використання техногенної сировини - бетонного брухту, мікро-армування	Наявність нефункціональної опалубки для забезпечення стійкості конструкції, нерівна поверхня
2	UTU (Україна)	Високоміцна дрібнозерниста фібробетонна суміш C20/25.	2200–2350	-	від 30	Дисперсне армування, Використанні місцевих матеріалів	Низька міцність між накладеними шарами, нерівна вертикальна поверхня

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

продовження таблиці

№	Розробник (країна)	Будівельна суміш, що використовується	Властивості суміші			Переваги технології	Недоліки технології
			Густина, кг/м ³	Міцність, МПа			
				на згин	на стиск		
3	Bet-Abram (Словенія)	Торкретбетон з використанням піску фракції 0-4 мм та гравію фракції 4-8 мм	2300-2350	-	-	Розроблений практично безусадочний склад суміші	Наявність нефункціональної опалубки
4	Contour Crafting. (США)	Цементно-піщаний розчин для опалубки та бетон для конструкції	2250	-	45-50	Досить рівна вертикальна поверхня, армування	Низька адгезійна міцність між накладеними шарами.
5	Loughborough University (Англія)	Цементний бетон	2250-2350	12-13	100-110	Висока міцність при стиску, присутність армування конструкцій	Нерівна вертикальна поверхня
6	SyBe Construction (Нідерланди)	Дрібнозернистий цементний бетон з прискорювачами твердіння	2200	6	45	Досить рівна вертикальна поверхня, швидке твердіння та набір міцності конструктивних шарів	Погана синхронізація швидкості подачі суміші і руху сопла 3D принтера
7	MIT Media Lab (США)	Пориста поліуретанова опалубка, заповнена бетоном	-	-	-	Пориста опалубка виконує теплоізоляційну функцію.	Неконтрольовані геометричні параметри конструкцій.

Таким чином, використання технологій 3D-друку при реконструкції об'єктів будівництва є перспективним напрямком розвитку галузі, що дозволяє підвищити ефективність відновлювальних робіт. Подальші дослідження повинні бути спрямовані на оптимізацію технологічних параметрів друку, вдосконалення матеріалів та розробку нормативно-технічної документації.

Список використаних джерел

- Sanitsky M.A. The effect of pozzolanic additives on the performance of the cementitious matrix of recycled aggregate concrete. *Chemistry and Chemical Technology*. 2024.
- Pavlu, T.; Koci, V.; Hájek, P. Environmental Assessment of Two Use Cycles of Recycled Aggregate Concrete. *Sustain*. 2019, doi:10.3390/su11216185.
- De Brabandere, L.; Grigorjev, V.; Van den Heede, P.; Nachtergaele, H.; Degezelle, K.; De Belie, N. Using fines from recycled high-quality concrete as a substitute for cement. *Sustainability* 2025, 17, 1506.
- Nasr, M.S.; Shubbar, A.A.; Abed, Z.A.A.R.; Ibrahim, M.S. Properties of Eco-Friendly Cement Mortar Contained Recycled Materials from Different Sources. *J. Build. Eng.* 2020, 31, 101444.
- Perrot A., Rangedard D., Pierre A. Structural built-up of cement-based materials used for 3D-printing extrusion techniques. *Materials and Structures*, 2016. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0848-4>
- Dvorkin, L.; Marchuk, V.; Hager, I.; Maroszek, M. Design of Cement-slag Concrete Composition. *Energies* 2022, 15.
- Dvorkin, L.; Marchuk, V.; Mróz, K.; Maroszek, M.; Hager, I. Energy-Efficient Mixtures Suitable for 3D Technologies. *Appl. Sci.* 2024, 14, 3038. doi:10.3390/app14073038
- Hager I., Golonka A., Putanowicz A. 3D printing of buildings as future of sustainable construction. *Procedia Eng.* 2016;151:292-299.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

GPU-ACCELERATED DISCRETE ELEMENT VALIDATION AGAINST UFC 3-340-02 REFLECTED-IMPULSE CURVES

¹Kochkarov V. D., Post-graduate Student,

¹Martyniuk P. M., Doctor of Engineering, Professor

¹National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, Ukraine

Accurate prediction of blast-wave loading on protective structures remains a central challenge in computational protective engineering, and UFC 3-340-02 [1] continues to serve as the design reference for reflected overpressure and positive-phase impulse. The Discrete Element Method (DEM) offers a particle-based alternative to continuum approaches, natively capturing granular shielding and complex particle–structure interaction [2]. In previous work the authors validated a two-dimensional CPU-DEM blast simulation against UFC reference curves using the Pymunk physics engine [3]; the contribution of the present work over [3] is GPU acceleration via Taichi Lang 1.7 [4], an equal-mass particle formulation, and statistical validation at $n = 50$ per distance. We report validation at five standoffs $R = 30\text{--}90$ m for $W = 200$ kg TNT (scaled distance $Z = R/W^{1/3} = 5.13\text{--}15.40$ m/kg^{1/3}); the simulation is statistically consistent with UFC at $Z \geq 7.70$ m/kg^{1/3} and overshoots by $1.92\times$ at the single near-field case $Z = 5.13$ m/kg^{1/3}.

The simulation is a two-dimensional DEM with three concurrent domains: an explosion source, an air medium, and a granular wall. The wall is 100 rigid modules of 1.25×1.25 m arranged in a 10×10 grid (total 12.5×12.5 m). Detonation products are emitted in three concentric rings (radii 0.75 / 1.5 / 2.25 m) with velocity multipliers 1.0 / 1.3 / 1.6 \times a 62.5 m/s base; per-ring particle counts scale 2 / 3 / 4 relative to a base rate particles_per_kg = 2, so a 200 kg TNT charge emits 3600 explosion particles. Ring multipliers were calibrated against UFC at $Z \geq 7.70$ m/kg^{1/3} and held fixed thereafter; the $Z = 5.13$ case is out-of-calibration. Collisions are resolved by a Hertz–Mindlin contact law with velocity-dependent (Tsuji-style) viscoelastic damping [5]; spatial queries use a uniform hash grid on the GPU with $O(N)$ per-step cost.

A critical modelling choice is the equal-mass particle formulation ($m_{\text{explosion}} = m_{\text{air}} = 1.005$ kg). Conventional DEM with the physical explosion-to-air mass ratio ($m_{\text{explosion}} : m_{\text{air}} \approx 10 : 1$) overpredicts reflected impulse by a factor of 10.7 at $R = 30$ m and 5.9 at 60 m (mean of 5 repetitions, this work; at 90 m sparse-sampling variance precludes a per-run quantification). Enforcing equal masses eliminates this amplification at the cost of post-shock flow-velocity fidelity, which is not part of the UFC impulse benchmark. Reflected impulse is measured by Lagrangian binning of module-face collisions in 5 ms windows.

Parameters. Hash-grid cell 1.25 m; Tsuji damping reference coefficient $\gamma = 1 \times 10^{-21}$ (simulation units, rescaled per contact time); time step $\Delta t = 4.55$ ms (220 Hz physics rate); simulated duration 2.0 s; per-run particle count $\approx 4.3 \times 10^4$ (3600 detonation products + $\approx 3.9 \times 10^4$ air). Wall modules are fixed rigid reflectors; air-domain boundaries are open on all four sides. Configurations and analysis code are available from the authors on reasonable request.

Validation against UFC 3-340-02 reconstructed via the Modified Friedlander equation [6; 7] uses 50 repetitions per distance at 30, 45, 60, 75, 90 m for a 200 kg TNT surface burst; 95% confidence intervals are obtained by bootstrap resampling ($n = 2000$). Table 1 reports the per-distance impulse ratio, CI, and waveform Pearson r ; Figure 1 plots the ratios.

Table 1
Per-distance impulse ratio (DEM / UFC), 95% bootstrap CI, and waveform Pearson r at $W = 200$ kg TNT

R (m)	Z (m/kg ^{1/3})	i_ratio mean	95 % CI	Pearson r
30	5.13	1.92	[1.60, 2.28]	0.92
45	7.70	0.83	[0.64, 1.04]	0.92
60	10.26	0.73	[0.45, 1.08]	0.80
75	12.83	0.88	[0.52, 1.31]	0.78
90	15.40	0.74	[0.38, 1.22]	0.75

The four mid/far-field cases ($Z \geq 7.7$ m/kg^{1/3}) have point estimates between 0.73 and 0.88; 95% CIs all contain unity. The $Z = 5.13$ m/kg^{1/3} case overshoots (1.92, CI [1.60, 2.28]); the global mean across all five distances is 1.02. Beyond magnitude, the simulation reproduces the temporal shape of the reflected-pressure waveform: Figure 2 overlays a peak-normalised 30 m DEM waveform on the UFC Friedlander curve, and per-distance Pearson $r = 0.75\text{--}0.92$ in Table 1 shows waveform fidelity is not restricted to the distance where magnitude is worst.

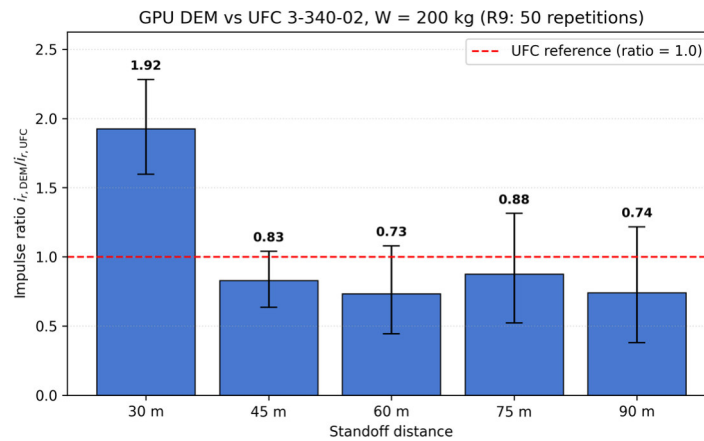


Fig. 1. Mean impulse ratio $i_{r,DEM} / i_{r,UFC}$ across five standoffs at $W = 200$ kg (50 repetitions per distance). Error bars: 95 % bootstrap CI ($n = 2000$). Red dashed line: UFC reference

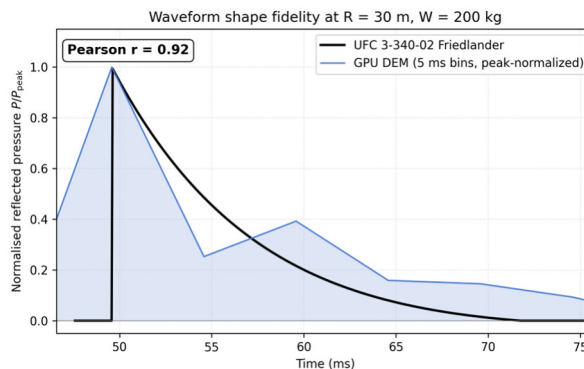


Fig. 2. Reflected-pressure waveform at $R = 30$ m, $W = 200$ kg, each curve normalised by its own peak: 5 ms Lagrangian bins (blue) vs UFC Friedlander curve (black)

The deviation at $Z = 5.13$ m/kg^{1/3} reflects the 2-D planar formulation's approximation of spherical shock divergence: energy that in 3-D spreads as $1/R^2$ is constrained to $1/R$, over-concentrating impulse at intermediate range. The 2-D formulation is an inherent scope limitation; the negative phase is out of scope. The validated envelope is $W = 200$ kg only; conclusions should not be extrapolated across W without the in-progress sweep ($W = 50$ – 1000 kg). In summary, GPU-accelerated 2-D DEM with the equal-mass formulation is statistically consistent with UFC 3-340-02 reflected impulse (95 % bootstrap CI) at $Z = 7.70$ – 15.40 m/kg^{1/3}, with Pearson $r = 0.75$ – 0.92 . The ≈ 10 s runtime per simulation (Apple M5 GPU) makes systematic statistical validation feasible for the first time in this DEM formulation.

Список використаних джерел

1. UFC 3-340-02. Structures to resist the effects of accidental explosions. Change 2. USA: US Department of Defense, 2014. 1943 p. URL: https://www.wbdg.org/FFC/DOD/UFC/ARCHIVES/ufc_3_340_02.pdf (дата звернення: 20.03.2026).
2. Cundall P. A., Strack O. D. L. A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*. 1979. Vol. 29, No. 1. P. 47–65. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1979.29.1.47>
3. Kochkarov V. D., Martyniuk P. M. Two-dimensional modeling of explosion impulses on a structure using the Discrete Element Method. *Mathematical Modeling and Computing*. 2025. Vol. 12, No. 4. P. 1157–1168. DOI: <https://doi.org/10.23939/mmc2025.04.1157>
4. Hu Y., Li T., Anderson L., Ragan-Kelley J., Durand F. Taichi: a language for high-performance computation on spatially sparse data structures. *ACM Transactions on Graphics*. 2019. Vol. 38, No. 6. Art. 201. DOI: <https://doi.org/10.1145/3355089.3356506>
5. Tsuji Y., Tanaka T., Ishida T. Lagrangian numerical simulation of plug flow of cohesionless particles in a horizontal pipe. *Powder Technology*. 1992. Vol. 71, No. 3. P. 239–250. DOI: [https://doi.org/10.1016/0032-5910\(92\)88030-L](https://doi.org/10.1016/0032-5910(92)88030-L)
6. Friedlander F. G. The diffraction of sound pulses. I. Diffraction by a semi-infinite plane. *Proceedings of the Royal Society of London A*. 1946. Vol. 186, No. 1006. P. 322–344. DOI: <https://doi.org/10.1098/rspa.1946.0046>
7. Karlos V., Solomos G., Larcher M. Analysis of the blast wave decay coefficient using the Kingery–Bulmash data. *International Journal of Protective Structures*. 2016. Vol. 7, No. 3. P. 409–429. DOI: <https://doi.org/10.1177/2041419616659572>

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПІДЗЕМНИХ ПІШОХІДНИХ ПЕРЕХОДІВ ПРИ ВИКОРИСТАННІ ПРОСТОРОВОГО ТА СКІНЧЕНОЕЛЕМЕНТНОГО ПІДХОДІВ

¹Трач В. М., д.т.н., професор, завідувач кафедри мостів, тунелів і будівельної механіки

¹Подворний А. В., д.т.н., професор, професор кафедри мостів, тунелів і будівельної механіки

¹Літницький В. І., аспірант кафедри мостів, тунелів і будівельної механіки

¹Національного університету водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

В умовах сучасного розвитку міського середовища особливої актуальності набуває проектування підземних споруд, зокрема пішохідних переходів, що також можуть використовуватись в якості елементів захисних укриттів. Такі конструкції працюють під дією складних навантажень від ґрунтового масиву, транспортної інфраструктури та інших можливих динамічних впливів, що обумовлює необхідність точного встановлення їх напружено-деформованого стану.

Циліндричні оболонки є поширеною розрахунковою схемою для моделювання підземних пішохідних переходів. Традиційні підходи теорії оболонок дозволяють отримувати точні або наближені результати, однак їх застосування обмежене у випадках складної геометрії і багатоплощинної структури оболонкової конструкції та використання анізотропних матеріалів, зокрема волокнистих композитів.

Слід зазначити, що для математично точного представлення реальних умов експлуатації підземних споруд міської інфраструктури особливо важливим є врахування просторового характеру роботи оболонкових конструкцій [1; 2], оскільки спрощені підходи можуть не відображати реального розподілу напружень і деформацій, що впливає на безпеку експлуатації споруд.

У представленій роботі був виконаний порівняльний аналіз результатів встановлення напружено-деформованого стану анізотропних циліндричних оболонкових конструкцій підземних переходів, отриманих із використанням чисельно-аналітичного та чисельного (скінченноелементного) методів. Особливу увагу було приділено впливу на напружено-деформований стан підсилення конструкцій волокнистими композитами. Суть чисельно-аналітичного методу полягала у використанні тривимірних співвідношень лінійної теорії пружності анізотропного порожнистого тіла, на основі яких було сформовано систему рівнянь рівноваги. Для її розв'язання було використано процедуру аналітичного методу Бубнова – Гальоркіна та метод дискретної ортогоналізації. Чисельний аналіз виконано за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР із використанням методу скінченних елементів.

Встановлено, що використання волокнистих композитів суттєво впливає на розподіл напружень в оболонці, а їх величини залежать від орієнтування волокон. Порівняльний аналіз результатів показав наявність розбіжності між чисельно-аналітичним та скінченноелементним підходами до розрахунку, яка в окремих випадках досягає значних величин.

Практичне значення отриманих розрахунків полягає у можливості їх використання при проектуванні та будівництві підземних споруд міської інфраструктури. Зокрема, результати дослідження можуть бути застосовані при обґрунтуванні конструктивних рішень підземних пішохідних переходів, елементів сховищ. Це дозволить підвищити рівень безпеки, надійності та ефективності використання підземного простору в умовах сучасних викликів.

Отримані результати підтверджують доцільність застосування тривимірного чисельно-аналітичного підходу для більш точного опису напружено-деформованого стану підземних споруд.

Список використаних джерел

1. Григоренко Я. М., Василенко А. Т., Панкратова Н. Д. Задачи теории упругости неоднородных тел. К. : Наук. думка, 1991. 216 с.
2. Семенов М. П., Трач В. М., Подворний А. В. Напружено-деформований стан товстостінної анізотропної циліндричної оболонки. *Прикладна механіка*. 2023. Вип. 59, № 1. С. 91–102.

A MINIMALISTIC APPROACH TO PHYSICS-INFORMED MACHINE LEARNING FOR INVERSE PROBLEMS INVOLVING PARTICLE SYSTEMS

¹Alexiadis A., Ph.D., Reader in Chemical Engineering,

¹University of Birmingham, School of Chemical Engineering, S W Campus, Birmingham B15 2TT, United Kingdom

Particle-based numerical methods such as the Discrete Element Method (DEM), Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), and the Lattice Spring Model (LSM) are increasingly used for modelling complex physical phenomena, including fluid dynamics, granular mechanics, and blast wave propagation. Recent work has demonstrated the effectiveness of DEM for modelling explosion impulses on structures, offering a computationally efficient alternative to CFD and FEM while maintaining physical fidelity validated against UFC 3-340-02 standards [1]. However, a common limitation of particle-based approaches is their reliance on heuristic, manually tuned interaction rules whose calibration can be labour-intensive and scenario-dependent.

This study presents a minimalistic hybrid approach that combines first-principles mechanics with Artificial Neural Networks (ANNs) to address inverse problems in particle systems [2]. The governing equations are formulated as equations of motion for N particles, and the ANN is trained to learn the unknown pairwise forces, both conservative ($-\nabla V$) and dissipative (Q_i), directly from simulation output data. With this approach, Newton's laws of motion are satisfied in a strong sense at every stage of the computation, as the ANN only models the forces while the equation of motion handles the time integration. This ensures physical consistency without requiring additional constraints in the loss function.

A key feature of the method is the use of neighbour lists as physics-optimised convolutions. Neighbour lists, which are standard data structures in particle codes, reduce the dimensionality of the input from the total number of particles N (potentially $\sim 10^6$) to the number of neighbours N_ℓ (typically 20–30). If pairwise interactions are assumed, the input is further reduced to just 2–4 variables (inter-particle distance and relative velocity). This allows the use of small, simple feedforward networks that are easy to train.

The method is validated on two case studies: (i) an SPH dam-break simulation, where the learned model generalises from free-surface flow to channel flow (Fig. 1); and (ii) a DEM granular system, where both particle-particle and particle-wall (boundary) interactions are successfully inferred using a two-phase training strategy. The approach is shown to be robust to noisy data and capable of strong generalisation to geometries and boundary conditions not present in the training set.

The method is directly applicable to any particle-based simulation framework, including DEM-based models currently being developed for blast wave analysis [1], where it could serve as a data-driven alternative to manual calibration of particle interaction laws.

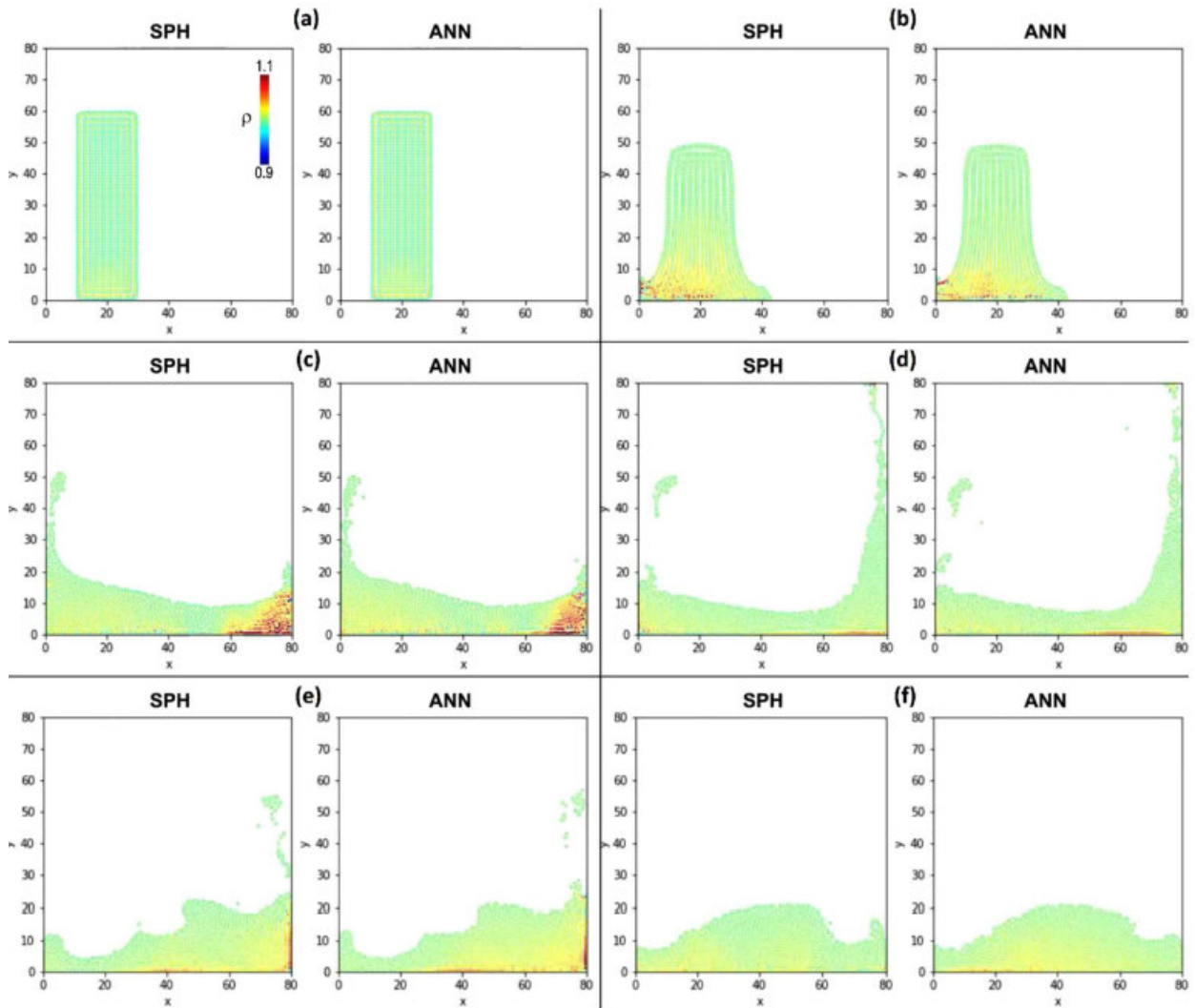


Fig. 1. Dam break simulated with SPH (left) and with the ANN model (right)

Список використаних джерел

1. Martyniuk P. M., Kochkarov V. D. Two-Dimensional Modeling of Explosion Impulses on a Structure Using the Discrete Element Method. *Mathematical Modeling and Computing*. 2025. Vol. 12, No. 4. P. 1157–1168. DOI: 10.23939/mmc2025.04.1157.
2. Alexiadis A. A minimalistic approach to physics-informed machine learning using neighbour lists as physics-optimized convolutions for inverse problems involving particle systems. *Journal of Computational Physics*. 2023. Vol. 473. P. 111750. DOI: 10.1016/j.jcp.2022.111750.

ВІДШАРУВАННЯ ГНУЧКОГО ПІДСИЛЮЮЧОГО ЕЛЕМЕНТА МОСТОВОЇ
КОНСТРУКЦІЇ ПРИ ЦИКЛІЧНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

¹Кундрат М. М., д.т.н., професор

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Задача розрахунку підсилюючих елементів як одного із поширених засобів ремонту та відновлення працездатності інженерних конструкцій залишається на часі. Підсилення одночасно є й потужними концентраторами напружень, які спричиняють нелінійні та пластичні деформації, що в значній мірі ускладнює розрахунок умов граничної рівноваги системи в цілому. Дослідження контактної задачі для пружного тіла подано в широкому колі праць, їх огляд найбільш повно виконано в монографії [1]. Розрахункова модель для аналізу граничної рівноваги в півплощині з гнучкою накладкою з використанням ідеї праці [2] розвинута в [3; 4]. Постановка задачі дала можливість отримати механічно коректні обмежені напруження у всіх точках композиції. Нижче подано аналітичний розв'язок задачі відшарування гнучкого підсилення при навантаженні циклічними напруженнями.

Постановка задачі. В умовах плоскої задачі теорії пружності розглядаємо півплощину, до краю якої прикріплено гнучкий підсилюючий елемент завдовжки $2a$, що працює на розтяг (рис. 1, а). Така система розтягується циклічними напруженнями q ($0 \leq q_{\min} \leq q \leq q_{\max}$) паралельно краю. Вважаємо, що частота зміни навантаження невелика й інерційні та теплотворні ефекти неістотні.

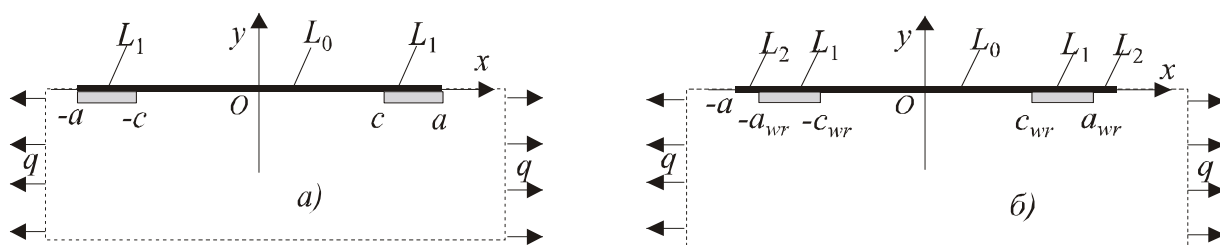


Рис. 1. Схема відшарування підсилення

У відповідності з розв'язками задачі за сталого навантаження найбільша концентрація напружень виникає в околах кінців підсилення, де насамперед і слід чекати появи зон передруйнування. Максимальні дотичні напруження τ_{\max} також мають місце в околах кінців підсилення вздовж межі його контакту з тілом. Тому вважаємо, що саме тут при певній комбінації значень амплітуди та кількості циклів навантаження буде ковшне відшарування (втрата зв'язку), яке просуватиметься вздовж межі поділу матеріалів від кожного краю до центральної частини. Довжину підсилення без відшарованих на кінцях фрагментів позначаємо через $2a_{wr}$ і називаємо робочою довжиною підсилення (рис. 1, б). Коефіцієнт тертя на відшарованій частині $L_2 \approx a_{wr} < |x| \leq a$ приймаємо рівним нулю. Відшаруванню передуює розвиток локалізованих зон передруйнування, які моделюємо додатковими розрізами $L_1 \approx c_{wr} \leq |x| < a_{wr}$ з дотичними напруженнями τ_{sf}^* на кромках: $\sigma_{xy} = \tau_{sf}^* \text{sign}(x)$ ($x \in L_1$).

З просуванням ділянки розшарування рухається також і зона передруйнування. Величину τ_{sf}^* вважаємо усередненим значенням напружень в зоні передруйнування з урахуванням циклічного зміцнення чи розміцнення матеріалу. На ділянці $|x| \leq c_{wr}$ зберігається ідеальний контакт, тому поздовжні деформації на ній рівні нулю. Необхідно знайти аналітичні залежності зміни робочої довжини підсилення $a_{wr} = a_{wr}(n, q_{\max}, q_{\min}, \tau_{sf}^*, G, \nu)$ від кількості циклів та амплітуди навантаження.

Розв'язування задачі. Для побудови рівняння відшарування використаємо енергетичний критерій, який передбачає існування критичного значення енергії W_f , необхідної для того, щоб робоча довжина підсилення зменшилася на одиницю довжини. Тоді для зменшення робочої довжини a_{wr} на малу величину Δa_{wr} дисипація енергії W повинна досягнути значення W_f : $W = W_f$, де $W_f = \eta_1 \gamma_f^* \Delta a_{wr}$; $\gamma_f^* = \tau_{sf}^* \delta_{2cf}$ – густина енергії розшарування; η_1 – поправковий коефіцієнт; δ_{2cf} – критичний зсув у зоні передруйнування.

Залежність між робочою довжиною підсилення, навантаженням, пружними і міцнісними характеристиками описується [3] рівнянням

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

$$\frac{da_{wr}}{dq} = f_1(a_{wr}, q, \tau_{sf}^*, \delta_{2cf}, G, \nu). \quad (1)$$

Інтегруючи (1) від мінімального q_{\min} до максимального q_{\max} навантаження та прийнявши параметр a_{wr} сталим на протязі циклу, знаходимо зменшення робочої довжини на

$$\delta a_{wr} = \int_{q_{\min}}^{q_{\max}} f_1(a_{wr}, q, \tau_{sf}^*, \delta_{2cf}, G, \nu) dq \equiv F_1(a_{wr}, q_{\min}, q_{\max}, \tau_{sf}^*, \delta_{2cf}, G, \nu).$$

Для визначення функцій f_1 та F_1 використаємо розв'язок відповідної [3] задачі за сталого навантаження $\sigma_{xx}^{\infty} = q$. Тоді необхідні переміщення в зонах передруйнування ($x \in L_1$)

$$u(x) = \frac{(\kappa+1)\tau_{sf}^*}{4\pi G} [a_{wr}\Gamma_2(x, a_{wr}, c_{wr}) - x\Gamma_1(x, a_{wr}, c_{wr})],$$

$$\Gamma_1(x, a_{wr}, c_{wr}) = \left[\zeta^-(x) / \zeta^+(x) \right], \quad \zeta^{\pm}(x) = a_{wr} \sqrt{x^2 - c_{wr}^2} \pm x \sqrt{a_{wr}^2 - c_{wr}^2},$$

$$\Gamma_2(x, a_{wr}, c_{wr}) = \ln \left[\eta^-(x) / \eta^+(x) \right], \quad \eta^{\pm}(x) = \sqrt{a_{wr}^2 - c_{wr}^2} \pm \sqrt{x^2 - c_{wr}^2};$$

$\kappa = (3-\nu)/(1+\nu)$ – для плоского напруженого стану, $\kappa = 3-4\nu$ – в умовах плоскої деформації; G , ν – модуль зсуву та коефіцієнт Пуассона. Після перетворень знаходимо зв'язок між числом циклів навантаження та робочою довжиною підсилення

$$n = \int_{\lambda_0}^{\lambda_1} \frac{d\lambda_{wr}}{F_2(H_{\max}, H_{\min}, \lambda_{wr})}, \quad (2)$$

де $\frac{d\lambda_{wr}}{dn} = \frac{1}{2} \int_{H_{\min}}^{H_{\max}} \frac{dH}{f(H, \lambda_{wr})} \equiv F_2(H_{\max}, H_{\min}, \lambda_{wr})$, $f(H, \lambda_{wr}) = \frac{1 + \lambda_{wr}(\ln(\operatorname{ch}H) - H \operatorname{th}H)}{\lambda_{wr}^2(H/\operatorname{ch}^2H - \operatorname{th}H)}$, $H = \pi q / (4\tau_{sf}^*)$,

$\lambda_{wr} = (\kappa+1)\eta_1\tau_{sf}^* a_{wr} / (2\pi G \gamma_{sf}^*)$, $H_{\min} = \pi q_{\min} / (4\tau_{sf}^*)$, $H_{\max} = \pi q_{\max} / (4\tau_{sf}^*)$; λ_0, λ_1 – початкове (при $n=0$) та кінцеве значення довжини робочої частини λ_{wr} підсилення.

Зі зменшенням початкової λ_0 робочої довжини підсилення швидкість його відшарування також знижується (рис. 2). При цьому повного відшарування не відбувається, за умов задачі підсилення в середній частині залишається зв'язаним з матрицею. Швидкість відшарування істотно залежить від максимального навантаження за цикл.

Висновки. Розвинута математична модель відшарування гнучкого нерозтягливого підсилення від основного матеріалу матриці. Для заданого навантаження за цикл та наперед відомій кількості циклів за формулою (2) завжди можна підібрати довжину підсилювального елемента таким чином, щоб його відшарування не перевищувало заданого наперед значення (чи не відбувалося зовсім). Швидкість відшарування істотно залежить від початкової робочої довжини підсилення (для довшої вона більша) та максимального навантаження за цикл, що і слід було очікувати. Підсилюючий елемент в середній частині завжди за умов задачі залишається зв'язаним з матрицею.

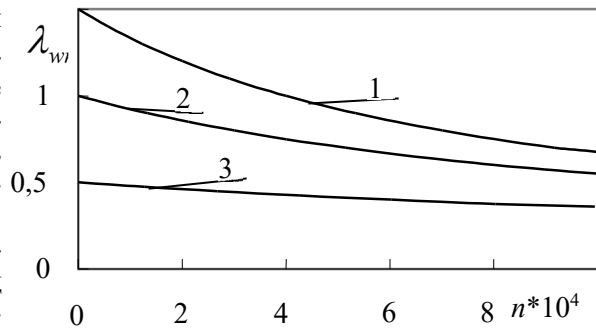


Рис. 2. Робоча довжина підсилення залежно від числа циклів n за формулою (2): $H_{\min} = 0$, $H_{\max} = 0,1$, $\kappa = 2,2$, $\eta_1 = 1$;
 $1 - \lambda_0 = 1,5$, $2 - \lambda_0 = 1,0$, $3 - \lambda_0 = 0,5$

Список використаних джерел

1. Сулим Г. Т. Основи математичної теорії термопружної рівноваги деформівних твердих тіл з тонкими включеннями. Львів : ДВЦ НТШ, 2007. 716 с.
2. Черепанов Г. П. Механика хрупкого розрушення. М. : Наука, 1974. 640 с.
3. Кундрат М. М. Гранична рівновага тіла з підкріплювальними елементами за сталого й циклічного навантажень. Київ : Каравела, 2021. 124 с.
4. Kundrat M. M. Delamination of an element of reinforcement of the half plane under cyclic loading. *Materials Science*. 2022. Vol. 57, № 5. P. 745–749.

ОСОБЛИВОСТІ ДЕФОРМУВАННЯ РОЗТЯГНУТОГО БЕТОНУ ЗА ДІЇ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕЬ

¹Ромашко В. М., д.т.н., професор, ¹Ромашко-Майструк О. В., к.т.н., доцент

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Основні особливості деформування бетону слід пов'язувати в першу чергу з тим, що він належить до групи пружно-пластичних матеріалів. В таких матеріалах пружні деформації є лінійними до діючого навантаження. Пластичні ж деформації накопичуються нелінійно та залежать від швидкості деформування бетону або швидкості прикладання силового навантаження. Чим вищою є швидкість прикладання силового навантаження або деформування бетону, тим меншою є величина пластичних деформацій бетону і навпаки. Тому очевидно, що при миттєвому динамічному навантаженні пластичні деформації проявитися не встигають і бетон руйнується внаслідок досягнення максимально можливих пружних деформацій. Сказане стосується не тільки стиснутого, але більшою мірою – розтягнутого бетону.

Численні експериментальні дослідження показують, що розтягнутий бетон руйнується крихко, майже без пластичних деформацій, а тому демонструє значно нижчу пластичність та деформативність аж до руйнування. З цієї точки зору рекомендації чинних європейських документів [1] стосовно динамічного зміцнення та граничної деформативності розтягнутого бетону виглядають дещо сумнівними та недостатньо обґрунтованими.

Раніше в [2] нами уже було запропоновано методика аналітичного обґрунтування граничних коефіцієнтів динамічного зміцнення та граничної деформативності стиснутого бетону за дії динамічних навантажень. Застосуємо цю ж методика і до розтягнутого бетону.

Згідно гіпотези незмінності та незалежності від режиму завантаження питомої потенціальної енергії граничного деформування (руйнування) бетону [2] отримано функцію граничних значень коефіцієнта динамічного зміцнення розтягнутого бетону у вигляді

$$DIF_{ctu} = \frac{f_{ctk,du}}{f_{ctk}} = \sqrt{\frac{2 \cdot k_t}{k_t - 2} \left[-\frac{1}{2} + \frac{(k_t - 1)^2}{k_t - 2} - \left(\frac{k_t - 1}{k_t - 2} \right)^2 \ln(k_t - 1) \right]}, \quad (1)$$

де k_t – коефіцієнт пружно-пластичності розтягнутого бетону за дії статичних навантажень

$$k_t = E_{co} \cdot \varepsilon_{ct1} / f_{ctk}, \quad (2)$$

де E_{co} – початковий модуль пружності бетону;

f_{ctk} та ε_{ct1} – характеристична міцність та відповідні їй критичні деформації розтягнутого бетону за дії стандартизованих статичних навантажень.

При застосуванні закону збереження питомої потенціальної енергії руйнування бетону в діапазоні швидкостей його деформування $10^{-6} \text{c}^{-1} \leq \dot{\varepsilon} \leq 10^3 \text{c}^{-1}$ отримано наступне рівняння

$$\frac{k_t \cdot f_{ctk}^2}{(k_t - 2)} \left[-\frac{1}{2} + \frac{(k_t - 1)^2}{(k_t - 2)} - \left(\frac{k_t - 1}{k_t - 2} \right)^2 \ln(k_t - 1) \right] = \frac{k_{td} \cdot f_{ctk,d}^2}{(k_{td} - 2)} \left[-\frac{1}{2} + \frac{(k_{td} - 1)^2}{(k_{td} - 2)} - \left(\frac{k_{td} - 1}{k_{td} - 2} \right)^2 \ln(k_{td} - 1) \right], \quad (3)$$

де k_{td} – коефіцієнт пружно-пластичності розтягнутого бетону за дії динамічних навантажень

$$k_{td} = E_{co} \cdot \varepsilon_{ct1,d} / f_{ctk,d}, \quad (4)$$

де $f_{ctk,d}$ та $\varepsilon_{ct1,d}$ – характеристична міцність та відповідні їй критичні деформації розтягнутого бетону за дії динамічних навантажень.

Числовим розв'язком цього рівняння стала аналітична залежність коефіцієнта динамічного зміцнення розтягнутого бетону, функціонально пов'язана не тільки зі швидкістю деформування бетону, але й зі ступенем пластичності (класом) бетону (рис. 1)

$$DIF_{ct} = \frac{f_{ctk,d}}{f_{ctk}} = DIF_{ctu}^{((1 + \log(\dot{\varepsilon} / \dot{\varepsilon}_s)) / 9)^2} \quad \text{для } \dot{\varepsilon} \geq 10^{-6} \text{c}^{-1}, \quad (5)$$

де $\dot{\varepsilon}$ – швидкість деформування розтягнутого бетону за дії динамічних навантажень;

$\dot{\varepsilon}_s$ – максимальна швидкість деформування розтягнутого бетону за дії статичних (квазістатичних) навантажень, $\dot{\varepsilon}_s = 10^{-6} \text{c}^{-1}$.

З урахуванням залежностей (2), (4) та (5) рівень деформативності розтягнутого бетону за дії динамічних навантажень пропонується обчислювати за формулою

$$\varepsilon_{ct1,d} / \varepsilon_{ct1} = DIF_{ct} \cdot k_{td} / k_t. \quad (6)$$

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

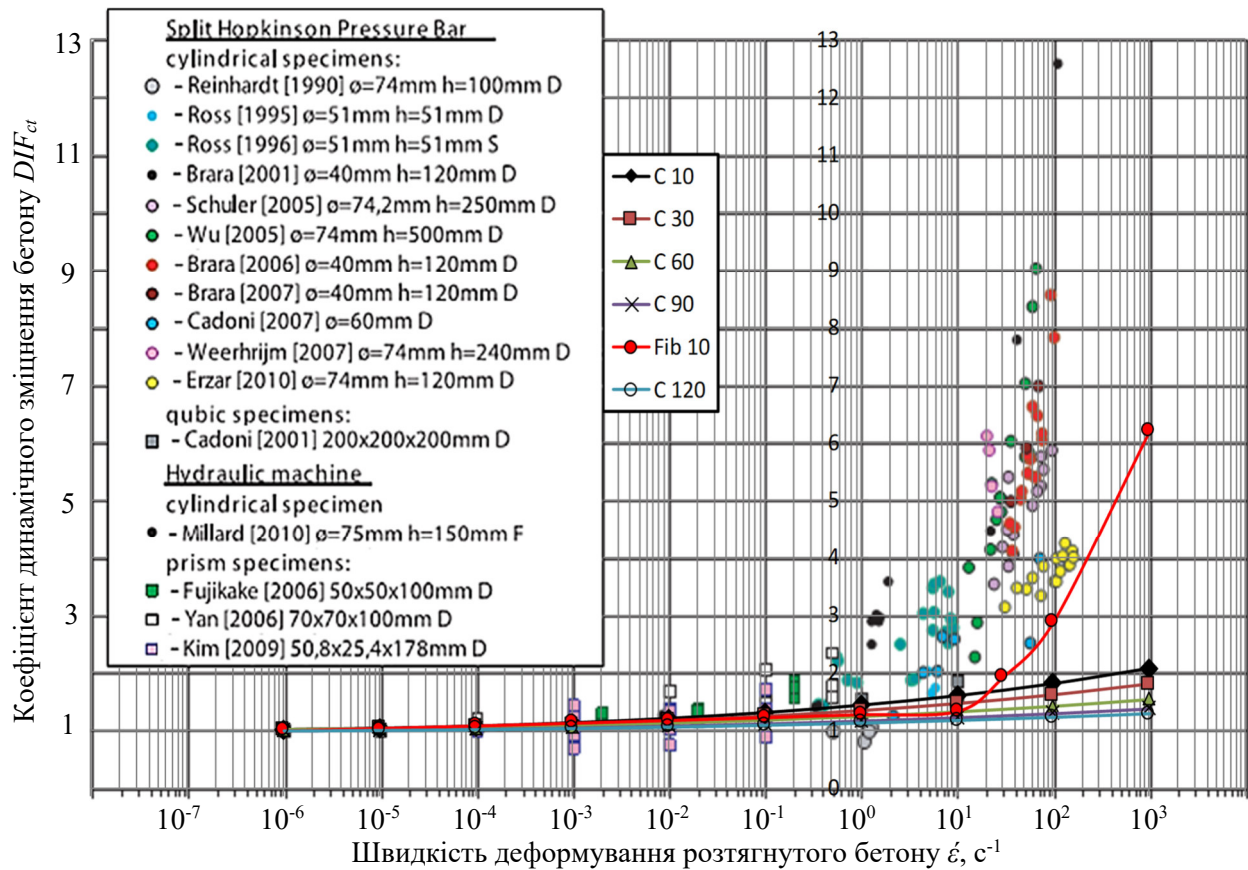


Рис. 1. Залежність коефіцієнта динамічного зміцнення розтягнутого бетону від швидкості деформування для різних його класів за функцією (5) та за Fib MC 2010 [1]

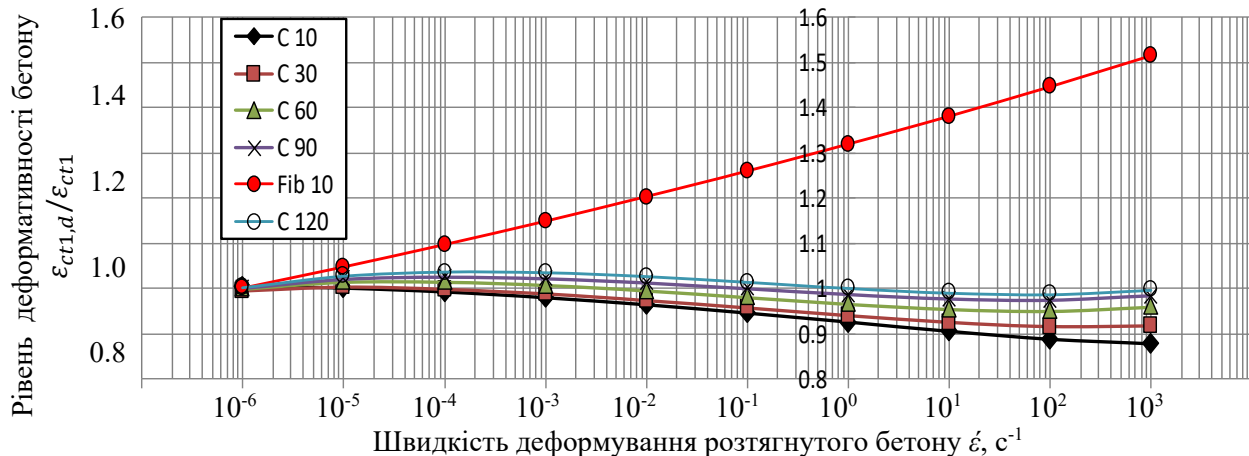


Рис. 2. Залежність рівня деформативності розтягнутого бетону від швидкості деформування для різних його класів за функцією (6) та за Fib MC 2010 [1]

З рис. 1 та 2 наглядно видно, що чинні європейські документи [1] відображають суттєве зростання міцності розтягнутого бетону за швидкості його деформування $\dot{\epsilon} > 10 \text{ c}^{-1}$. Крім того, вони вказують на невинне зростання його деформативності. Якщо перше знаходиться поза межами достатнього аналітичного обґрунтування, то друге – ще й поза межами будь якого логічного обґрунтування.

Список використаних джерел

1. Fib Model Code 2010. Final draft. *Fib Bulletin* 66. 2012. Vol. 2. 377 p.
2. Ромашко-Майструк О. В., Ромашко В. М. Основні особливості деформування бетону за дії динамічних навантажень. *Зб. наук. праць УкрДУЗТ*. 2023. Вип. 205. С. 60–70. <https://doi.org/10.18664/1994-7852.205.2023.288924>

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

АНАЛІЗ ФАКТОРІВ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ВІДНОВЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БУДІВЕЛЬ

¹Тімченко Р. О., д.т.н, професор, ¹Крішко Д. А., к.т.н., доцент, ¹Бихно В. О., аспірант,
¹Бабиш М. С., магістрант, ¹Прокопович Г. М., магістрант
¹Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг, Україна

Кваліфікований підхід при прогнозуванні можливих наслідків від силового характеру впливу на конструкції будівлі у подальшому дозволить передбачити заходи, що дозволяють з одного боку забезпечити допустимий рівень роботи будівлі, з іншого боку – мінімізувати витрати для цього.

Для розробки пропозицій щодо вдосконалення технології ремонту стін будівель необхідно вивчити недоліки існуючих рішень. Тобто, синтезуючи різні переваги тих чи інших технологічних рішень, можна досягти поліпшення параметрів виконання робіт із значно меншими недоліками.

Необхідно заздалегідь планувати не тільки заходи, які слід проводити відразу після динамічного впливу вражаючих факторів від вибухових навантажень, а й мати набір технічно грамотно виконаних конструктивних рішень щодо посилення (відновлення) пошкоджених споруд стосовно матеріальних ресурсів і можливостей області.

Для цього набором проектних рішень найбільш ефективних способів відновлення, відібраних фахівцями ще до моменту настання подій, повинні мати у своєму розпорядженні відповідні органи виконавчої влади областей.

Набір цих способів повинен бути обмежений, з одного боку, типами основних конструктивних рішень споруд, що зводяться в області, та з іншого, наявністю доступних будівельних матеріалів та обладнання, необхідних для відновлення.

Наявність такого набору дозволить прискорити як вибір способу відновлення, так і оформлення його у вигляді проектного рішення стосовно конкретної споруди. Перелік зазначених способів для кожної області періодично має оновлюватися з урахуванням накопиченого досвіду та досліджень у галузі розробки типових методів ремонтно-відновлювальних робіт.

Роботи щодо забезпечення життєдіяльності населення та відновлення об'єктів інфраструктури, які отримали пошкодження від вибухових навантажень, передбачають: знесення пошкоджених та зруйнованих будівель та споруд; ремонт; відновлення; посилення.

Під відновленням розуміється проведення заходів, у яких несуча здатність деформованих елементів чи зв'язків які відновлюються до проектної (початкової) величини, тобто стану, що передував зовнішньому впливу.

Проблема усунення наслідків зовнішніх динамічних впливів від вибухових навантажень, включає три групи завдань: перша – оновлення забудови; друга – відновлення та використання відповідної забудови; третя – опрацювання та виконання організаційно-технологічних рішень на стадії проектування, будівництва та експлуатації.

Перша група завдань включає: проведення робіт з реновації, створення норм будівництва об'єктів різного призначення з урахуванням обласних особливостей будівельного виробництва та контроль за дотриманням цих правил.

Друга група завдань включає: оперативну оцінку наслідків негативних впливів методом обстеження несучих та огорожувальних конструкцій будівель з виявленням обсягів; оцінку ступеня пошкодження будівель та можливості відновлення, посилення чи ремонту об'єктів; оперативне проведення робіт із розрахунку стійкості об'єктів; розробку проектів та проведення відновлювального ремонту будівель та споруд.

Серед завдань другої групи найбільш трудомістким та тим, що вимагає залучення значних матеріально-технічних засобів є комплекс робіт з оцінки стійкості існуючих будівель та споруд та проведення заходів для зниження шкоди від негативного впливу вибухових навантажень.

Ці завдання ускладнюються тим, що в межах одного міста забудова значно різниться за типами, розмірами, призначенням, термінами експлуатації, конструктивними рішеннями, фізичним зношуванням конструкцій будівель. Розрахунок конструкцій будівель повинен виконуватися на основні та особливі поєднання навантажень з урахуванням можливих вибухових навантажень.

При розрахунку будівель та споруд (крім транспортних та гідротехнічних) на особливе поєднання навантажень значення розрахункових навантажень слід множити на коефіцієнти поєднань.

Для будівель і споруд простої геометричної форми розрахункові сейсмічні навантаження, у тому числі від вибухових навантажень, слід приймати як ті що діють, горизонтально, у напрямку їх поздовжньої та поперечної осей. Дія таких навантажень у зазначених напрямках слід враховувати окремо.

Розрахунки будівель та споруд на особливі поєднання навантажень з урахуванням сейсмічних

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

впливів слід виконувати з використанням інструментальних записів прискорень основи при найбільш небезпечних для даної будівлі чи споруди, а також синтезованих акселерограм.

При виникненні небезпечних пожеж, і катастроф природного, техногенного і навіть військового характеру наслідками є пошкодження або навіть руйнування різного ступеня будівель і споруд, що потребує їх відновлення (якщо це відновлення можливе).

Одним із головних показників ефективності відновлювальних робіт є їхня тривалість. У зв'язку з необхідністю забезпечення необхідної якості життя людей, а також з потенційною небезпекою зупинки функціонування будівель через отримані пошкодження в процесі впливу значущих факторів, гостро постає питання максимально можливого скорочення тривалості ремонтно-відновлювальних робіт будівель. У зв'язку з цим, як показник ефективності ремонтно-відновлювальних робіт, було визначено – «критерій тривалості робіт».

Було виконано дослідження факторів, що впливають на тривалість ремонтно-відновлювальних робіт. За результатами аналізу відібрано 21 фактор, який впливає на критерій тривалості робіт в залежності від технічного стану та методу ліквідації наслідків впливу факторів.

Відповідно до цього об'єкти були розподілені за категоріями технічного стану: справне (об'єкти, які потребують відновлення); працездатне (які потребують незначних робіт); обмежено працездатне (потребують значного ремонту); неприпустиме (вимагають термінового втручання); аварійне (загроза життю та перешкода для використання).

Було проведено аналіз, метою якого було врахування факторів, що впливають на будівлю або його конструкцію.

Для цього завдання було сформовано перелік факторів, які можуть впливати на результуючий показник, тобто на тривалість відновлювальних робіт, з метою оцінки якої в розрахунках прийнятий показник – критерій тривалості робіт.

Для систематизації та оцінки впливу груп факторів, знадобилося укрупнення.

Для цього вони були перерозподілені та сформовані в чотири групи: розташування об'єкта в існуючій забудові (стислі умови об'єкта в існуючій забудові; примикання до непошкоджених об'єктів; наявність непошкоджених інженерних мереж; наявність транспортних комунікацій); об'ємно-планувальні та конструктивні рішення (вид пошкоджених конструкцій; висота будівлі; поверховість будівлі; розміри будівлі в плані; ступінь пошкодження конструкцій; обсяги необхідних для виконання робіт); умови експлуатації (факт функціонування підприємства; пожежо-, вибухонебезпечність; токсичність); організаційно-технологічні (економічність; екологічність; використання машин та механізмів; плани щодо подальшого використання будівлі; заданий час на ліквідацію аварії; необхідність вивезення відходів; рівень механізації; рівень відповідальності об'єкта).

На підставі розглянутих раніше даних стало можливим сформулювати методику визначення тривалості ремонтно-відновлювальних робіт:

Крок 1. Оцінка наслідків ушкодження чи руйнування. Цей етап передбачає аналіз наслідків аварії, у тому числі тип та ступінь пошкодження конструкцій та будівлі в цілому, наявність транспортних комунікацій, оцінку екстреності ліквідації аварії.

Крок 2. Визначення обсягу робіт. На даному етапі необхідно провести класифікацію робіт з поділом робіт на категорії необхідних видів робіт (відновлення, демонтаж тощо), а також сформулювати дефектну відомість робіт.

Крок 3. Планування ресурсів. На цьому етапі проводиться визначення необхідної кількості робочої сили, техніки, матеріалів та обладнання.

Крок 4. Визначення тривалості робіт зі складанням календарного графіка виконання. На даному етапі формування календарного графіка виконання робіт виконується з урахуванням отриманого рівняння множинної регресії, з його показником – критерій тривалості робіт. На даному етапі проводиться побудова календарного графіка виконання робіт, що враховує визначення послідовності виконання завдань та їх взаємозв'язків з урахуванням потенційних непередбачених обставин та факторів розглянутих раніше.

Крок 5. Моніторинг та коригування етапів та тривалості робіт. Зазначене передбачає регулярне відстеження виконання графіка виконання робіт у режимі реального часу. За потреби повинні вноситись зміни до графіка залежно від поточної ситуації.

Можливо використовувати на початковому етапі методику визначення тривалості ремонтно-відновлювальних робіт, що забезпечить більш точну оцінку та значущість впливу факторів на тривалість робіт при різному технічному стані будівлі, яка потребує ремонту.

ПІДВИЩЕННЯ СТРУКТУРНОЇ СТІЙКОСТІ СТАЛЕВИХ РАМ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ДО ВИБУХОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

¹Гоголь М. В., д.т.н., професор, ¹Сидорак Д. П., Ph.D.

¹Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна

Агресія російської федерації проти України супроводжується системними ударами по об'єктах критичної інфраструктури із застосуванням ракетного озброєння та безпілотних літальних апаратів. Одним із ефективних способів захисту є розміщення об'єктів у заглиблених або спеціально захищених спорудах [1], однак реалізація таких рішень [2] часто є обмеженою через значні витрати, тривалі строки будівництва та складність виконання робіт в умовах діючих підприємств. У зв'язку з цим на виникає потреба у розробці інженерних заходів, спрямованих на підвищення живучості існуючих конструкцій.

Значна кількість виробничих споруд об'єктів критичної інфраструктури виконані у вигляді сталевих рамних каркасів [3]. Такі конструкції можливо посилювати відносно технологічно простими конструктивними рішеннями без зупинки роботи, зокрема шляхом введення додаткових елементів, що змінюють розрахункову схему та покращують перерозподіл зусиль [4].

Разом з тим, чинні норми, зокрема ДСТУ 9294:2024, встановлюють загальні вимоги щодо забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення, але практично не надають конкретних конструктивних рішень, зокрема для існуючих сталевих каркасів. Таким чином, актуальним є дослідження конструктивних рішень, які дозволяють у стислі терміни посилити сталеві рамні каркаси до вибухових впливів із урахуванням як технічних, так і економічних обмежень.

Для рамних сталевих конструкцій пропонується проводити їх адаптацію до дії характеристичного навантаження від вибуху на поперечну раму сталевого каркасу посиленням (критичних елементів каркасу) постановкою діагональних розкосів (рис. 1), які покращують шляхи передачі зусиль, та запобігають прогресуючому руйнуванню.

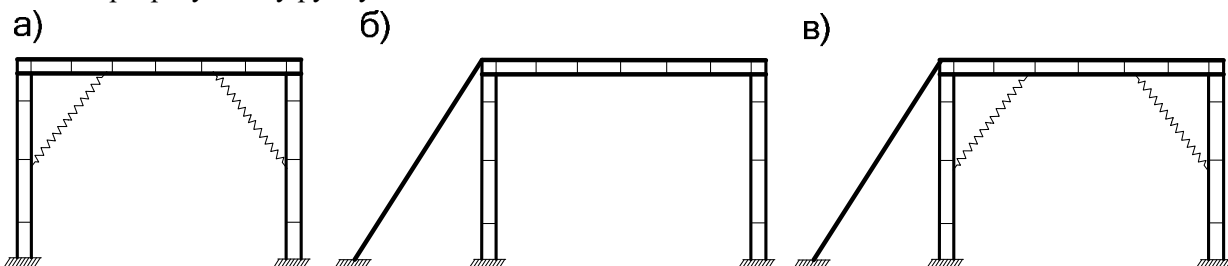


Рис. 1. Схеми різних типів посилення: а – внутрішнє посилення; б – зовнішнє посилення; в – комбіноване посилення

Для оцінки запропонованого методу прийнято розрахункову схему, при якій здійснювалось ураження будівлі безпілотним літальним апаратом «камікадзе» типу «Shahed-136» або «Герань-2» (рис. 2). Для спрощення інженерної оцінки вибухове навантаження було приведене до еквівалентного зосередженого зусилля. Величина такого зусилля виконувалась за формулою:

$$F = m (V_1 - V_2) / d_t, \quad (1)$$

де F – сила удару в ньютонах; m – маса тіла в кілограмах, яку прийнято рівною спорядженій масі БпЛА 200 кг, (консервативно, так як при влучанні у об'єкт у БпЛА буде зменшена вага за рахунок витрат пального); V_1 – швидкість на початку удару в м/с; прийнято рівною 50 м/с (180 км/год); V_2 – швидкість після удару в м/с; прийнято рівною 0, екран повністю зупиняє БпЛА; d_t – час контакту в секундах (прийнято $t = 0.5$ с). Отримуємо характеристичне значення навантаження $F = 200$ кН. Оскільки мова йде про живучість конструкцій, прогинами при розрахунках можна знехтувати.

Наприклад, розглянемо техніко-економічну оцінку запропонованого способу підсилення на прикладі рами сталевого каркасу висотою 6 м та прольотом 9 м із ригелем суцільного перерізу (рис. 2). Для порівняння було задано розрахункову схему із внутрішнім посиленням розкосами (рис. 2), а також еталонний зразок без посилення. Еталонний зразок був розрахований лише на експлуатаційне навантаження для визначення маси каркасу без посилення. Розрахункові схеми із посиленням розраховувались на експлуатаційне навантаження плюс еквівалентне зосереджене зусилля від вибухового впливу. Результати розрахунків наведено на рис. 3 та у таблиці.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

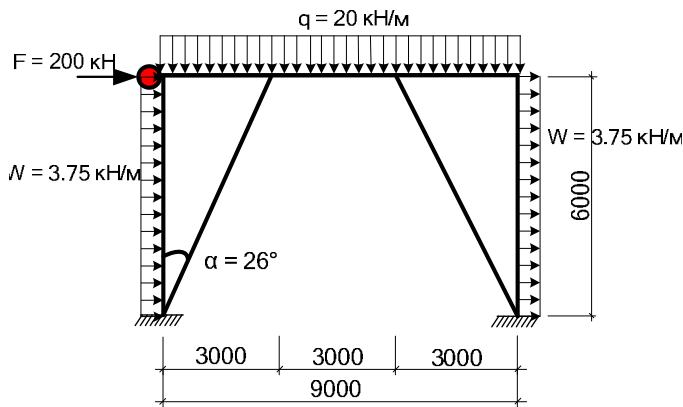


Рис. 2. Розрахункова схема посиленої рами

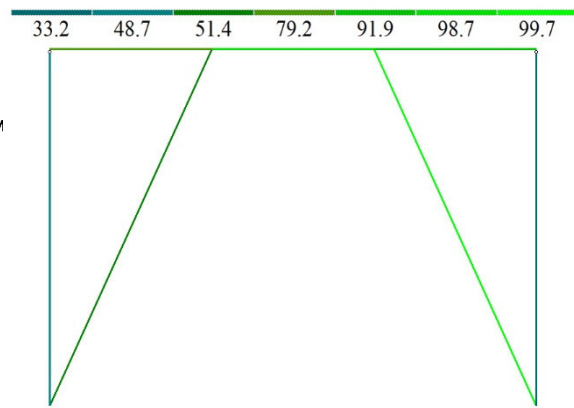


Рис. 3. Відсоток використання перерізу елементів

Таблиця

Результат розрахунку сталевих рам

№ елемента	Еталонна		Посилена	
	Еталонна	Маса (кг)	Посилена	Маса (кг)
1	Стійка I20K1	248,07	Стійка I20K1	248,07
2	Стійка I20K1	248,07	Стійка I20K1	248,07
3	Ригель I45Б*	444,21	Ригель I45Б*	444,21
4	-	-	Підкос □ 180x5	182,13
5	-	-	Підкос □ 180x5	182,13
	Разом	940,35	Разом	1304,61

Як видно із таблиці, маса еталонного зразку становить 940,35 кг, в той час як маса зразка із внутрішнім посиленням становить 1304,61 кг. Таким чином, при цьому методі посилення конструкції рами необхідно збільшити витрату сталі приблизно на 38% при заданих навантаженнях, що вимагає розробки і удосконалення їх.

Відомо, що такий квазістатичний метод розрахунку є менш точним, але найбільш доступним для проєктувальників.

Відомо, що за високих швидкостей деформації, характерних для вибухових впливів, границя текучості конструкційної сталі зростає порівняно зі статичним значенням. Водночас підвищення міцності при зростанні швидкості деформації супроводжується зміною деформаційних характеристик матеріалу.

Отже, за результатами числового експерименту квазістатичного розрахунку сталеві рами з використанням ПК ЛІРА-САПР, при умові забезпечення живучості каркасу при боковому ударі і взриві безпілотника-камікадзе типу «Шахед-136», для його посилення необхідно приблизно до 38% маси сталі каркасу. Слід зауважити, що такі витрати сталі справедливі лише у конкретно заданих умовах, наведених у даних тезах. Для узагальненого висновку щодо витрат сталі на посилення сталевих каркасів слід виконати більшу кількість досліджень.

Список використаних джерел

1. Шимановський О. В. Особливості забезпечення будівель та інженерних споруд при терористичних нападах. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2018. № 4. С. 2–11.
2. Шимановський О. В. Особливості вибухових навантажень та практичні прийоми захисту будівель від вибуху. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2019. № 4. С. 28–32.
3. Пермяков В. О., Гоголь М. В. Рекомендації з проєктування раціональних металевих несучих конструкцій перекриття та покрить. Львів : Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2006. 24 с.
4. Increasing The Structure Resilience Of Steel Trusses / M. Hohol et al. *Theory and Building Practice*. 2025. Vol. 2025, no. 2. P. 68–75. URL: <https://doi.org/10.23939/jtbp2025.02.068> (accessed: 18.04.2026).

ФАКТОРИ ФОРМУВАННЯ ПРОЄКТНИХ РІШЕНЬ МОСТОВИХ СПОРУД ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ BrIM-ТЕХНОЛОГІЙ

¹Вербицький К. І., аспірант, ¹Безбабічева О. І., к.т.н., доцент
¹Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків, Україна

Сучасний стан мостового господарства України характеризується значною кількістю стратегічно важливих споруд, що потребують реконструкції або відновлення, а також необхідністю прискореного прийняття обґрунтованих інженерних рішень в умовах обмежених ресурсів. За даними [1] 24,24% мостів з досліджених за технічним станом знаходяться у 4-му або 5-му експлуатаційному стані, а щодо 35,51% споруд дані про технічний стан відсутні, що ускладнює обґрунтовану пріоритизацію проєктних рішень.

За таких умов особливої актуальності набуває застосування цифрових технологій у проєктуванні мостових споруд, зокрема Bridge Information Modeling (BrIM), що дозволяє інтегрувати геометричні, конструктивні, технологічні, вартісні та експлуатаційні параметри об'єкта в єдине інформаційне середовище. На відміну від традиційного підходу, за якого окремі рішення часто розглядаються ізольовано, використання BrIM створює основу для комплексного аналізу альтернативних варіантів і вибору найбільш раціонального рішення на ранніх стадіях проєктування. Такий підхід є особливо важливим для мостових споруд, де помилки вибору конструктивної схеми, матеріалу або технології зведення можуть істотно впливати на вартість, строки реалізації та подальшу експлуатаційну надійність об'єкта [2; 3].

Аналіз сучасних досліджень і практики показує, що формування проєктних рішень мостових споруд часто здійснюється без комплексного врахування технічних, економічних, технологічних та експлуатаційних чинників. Водночас ефективність таких рішень значною мірою залежить від системності підходу, повноти вихідних даних і можливості їх інтегрованого аналізу [4].

У роботі визначено основні групи факторів, що впливають на формування проєктних рішень мостових споруд. До них належать конструктивні фактори, зокрема тип прогонової будови, матеріал конструкцій, розрахункова схема та характер навантаження; економічні фактори, які охоплюють вартість будівництва, реконструкції, утримання та витрати протягом життєвого циклу; технологічні фактори, пов'язані з організацією будівництва, тривалістю виконання робіт, можливістю поетапного зведення або відновлення; а також експлуатаційні фактори, до яких належать довговічність, ремонтпридатність, умови обслуговування, моніторинг технічного стану та безпека руху. Виділення цих груп факторів створює підґрунтя для більш системного та обґрунтованого вибору проєктного рішення.

Отже, визначення факторів формування проєктних рішень є необхідним етапом для створення ефективних методик проєктування мостових споруд із використанням сучасних цифрових технологій. Застосування BrIM слід розглядати не лише як засіб візуалізації моделі, а як інструмент підтримки вибору раціонального проєктного рішення на основі комплексного врахування технічних, економічних, технологічних та експлуатаційних критеріїв. Подальші дослідження доцільно спрямувати на розроблення моделей і методів підтримки прийняття рішень на основі даних BrIM-моделі, що дозволить формалізувати процес вибору найбільш ефективного варіанта мостової споруди.

Список використаних джерел

1. Загреба В. Мости в Україні: криза, проблеми, рішення : аналітичний звіт (Policy Paper). 2025. 59 с.
2. Концепція впровадження BIM – Будівельного Інформаційного моделювання в Україні. 2020. URL: <https://biminua.notion.site/BIM-d7b3041437c345fdae78ab303270cccf> (дата звернення: 18.04.2026).
3. Mohamed A. G., Khaled A., Abotaleb I. S. A Bridge Information Modeling (BrIM) Framework for Inspection and Maintenance Intervention in Reinforced Concrete Bridges. *Buildings*. 2023. Vol. 13, No. 11. Art. 2798.
4. Безбабічева О., Вербицький К., & Розенфельд М. Управління проєктами відновлення мостів в сучасних умовах. *Grail of Science*. 2023. Vol. 29. P. 404–408. <https://doi.org/10.36074/grail-of-science.07.07.2023.069>

МОДЕЛЮВАННЯ ТЕМПЕРАТУРНИХ ПЕРЕПАДІВ ПО ВИСОТІ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО МОСТУ

¹Лукін Д. О., аспірант

¹Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків, Україна

Вплив температури на мости є таким, що діє безперервно протягом усього терміну їх експлуатації. Коливання температури повітря, сезонні зміни клімату, інтенсивність сонячної радіації, хмарність, наявність вітру та інші фактори формують температурний режим мостової споруди.

Розподіл температури в перерізі прогону будови залежить також від теплофізичних властивостей матеріалів. Зокрема, через низьку теплопровідність в залізобетонних елементах прогону будови виникають перепади температури по її перерізу. Такі перепади викликають нерівномірні деформації прогону будови і як наслідок виникнення додаткових внутрішніх зусиль і перерозподілу напружень у її елементах.

В практиці проектування та сучасних нормах [1; 2], як правило, враховують лише поздовжні лінійні температурні деформації прогону будови, тоді як вплив нерівномірних температурних перепадів по її перерізу часто не враховується або враховується спрощено.

Виникнення значних температурних перепадів під час експлуатації мосту зумовлене переважно впливом сонячної радіації, яка інтенсивно нагріває верхню поверхню прогону будови. Водночас нижні частини конструкції піддаються дії вітру та змін температури повітря і нагріваються значно менш інтенсивно. У результаті формується температурний перепад температури по висоті, який, залежно від геометричних характеристик прогону будови, може досягати значних величин. Зокрема, за європейськими стандартами [3; 4], його значення може становити до 13° С.

Таким чином, максимальні температурні перепади по висоті прогону будов залізобетонних мостів виникають за поєднання певних кліматичних і конструктивних умов. До них належать ясна безхмарна погода, висока інтенсивність сонячної радіації, низька швидкість вітру та незначні добові коливання температури повітря. Це дозволяє сформулювати граничні умови для моделювання впливу температурних перепадів на напружено-деформований стан елементів прогону будови. Інтенсивність сонячної радіації за умов ясного дня може бути визначена з використанням моделей «ясного неба». У даному дослідженні застосовано модель Хотела [5], згідно з якою інтенсивність прямої сонячної радіації визначається за залежностями:

$$I_B = I_0 \tau_b \cos \theta_z ; \quad (1)$$

$$\tau_b = a_0 + a_1 \exp \frac{-k}{\cos \theta_z} , \quad (2)$$

де I_0 – сонячна стала, що дорівнює приблизно $I_0 \approx 1367$ Вт/м², та може бути уточнена для певного дня року;

a_0, a_1, k – коефіцієнти, що залежать від висоти точки спостереження та типу клімату;

θ_z – зенітний кут Сонця.

Амплітуда зміни температури протягом дня має бути мінімальною для виникнення максимальних перепадів температури по висоті балки, але нульова амплітуда не реалістична, тому приймаємо середні значення амплітуди з ДСТУ [6]. Швидкість вітру приймаємо 1,0 м/с.

Сформовані граничні умови використано для визначення температурного поля в прогону будови. До розрахунку прийнято типову залізобетонну двотаврову балку висотою 0,9 м (типовий проєкт ВТП-16) довжиною 16,76 м, яка раніше широко застосовувалася на автодорожніх мостах України та досі експлуатується на багатьох із них, із монолітною залізобетонною плитою товщиною 0,14 м та асфальтобетонним покриттям товщиною 0,11 м відповідно до вимог ДБН [2]. Розрахунок інтенсивності сонячної радіації та температури повітря проводимо для дня з найбільшою протяжністю світлового дня, тобто 21 червня, в день літнього сонцестояння.

Використовуючи описані вище вихідні дані визначимо коливання температури в середині прогону будови протягом розрахункової доби. Найбільший температурний перепад по висоті прогону будови був зафіксований о 15:00 і досягав значення в 19,6° С (рис. 1).

Отриманий температурний перепад суттєво перевищує нормативні значення, наведені в ДСТУ [4] та Єврокодi [3]. Значення внутрішніх напружень, що виникають від дії такого перепаду температур

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

наведені на рис. 2. Значення напружень коливаються від 1,92 МПа до -3,53 МПа, а деформації зумовлюють вигин прогонової будови вгору.

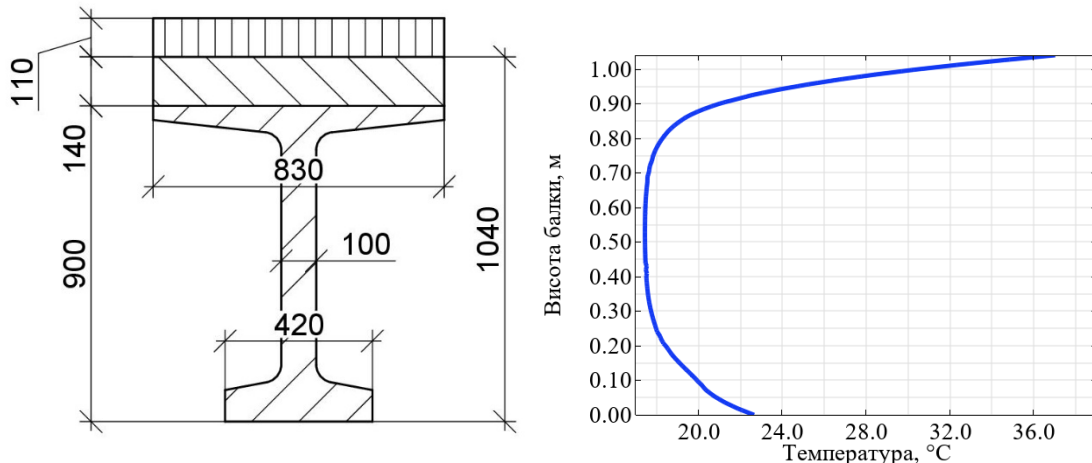


Рис. 1. Перепад температури по висоті прогонової будови в 15:00

Розподіл внутрішніх напружень в перерізі виникає такий, що максимальні розтягуючі напруження виникають не внизу перерізу, а в його середині, тобто в стінці балки, що є нехарактерним для звичайного постійного чи тимчасового навантаження.

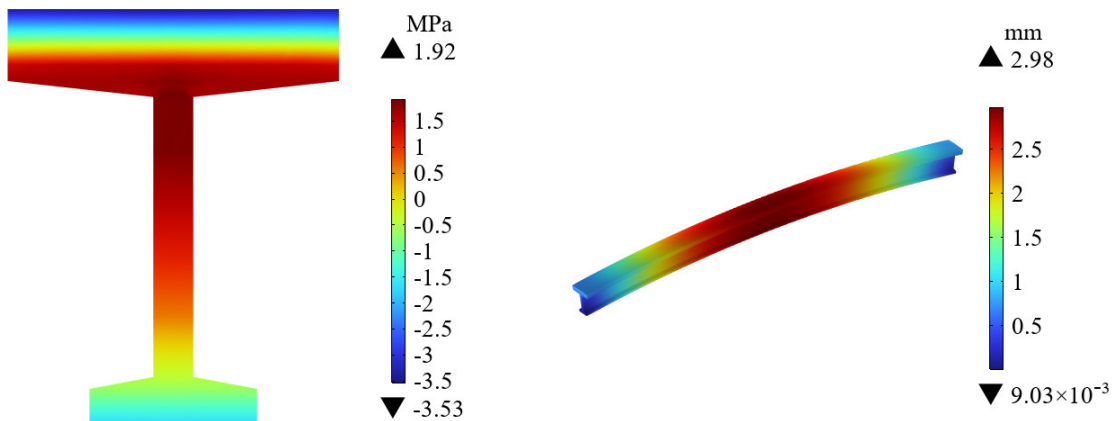


Рис. 2. Внутрішні напруження (ліворуч) та деформації (праворуч) від дії перепаду температур по висоті залізобетонної балки

Отже, температурні перепади по висоті прогонової будови можуть досягати значень, що суттєво перевищують нормативні. Такі перепади спричиняють виникнення додаткових внутрішніх зусиль і змінюють характер напружено-деформованого стану конструкції. Отримані результати підтверджують необхідність подальшого дослідження впливу температурних факторів на напружено-деформований стан прогонових будов залізобетонних мостів.

Список використаних джерел

1. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби. Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. 71 с.
2. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 73 с.
3. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-5: General actions. Thermal actions. Brussels, 2003. 49 p.
4. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5:2012. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-5. Загальні дії. Теплові дії (EN 1991-1-5:2003, IDT). Зміна № 1. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. 59 с.
5. Duffie J. A., Beckman W. A. Solar engineering of thermal processes. 4th ed. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons, 2013. 936 p.
6. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ПРИ ВІДНОВЛЕННІ ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДИНКІВ ПОШКОДЖЕНИХ ВНАСЛІДОК БОЙОВИХ ДІЙ

¹Караван В. В., к.т.н., доцент, ¹Лазаренко М. Л., аспірант

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Внаслідок бойових дій великопанельні будинки отримують пошкодження різних категорій. Будинки із пошкодженнями II категорії, (рис. 1), мають руйнування понад 40% несучих та огорожувальних конструкцій (категорії відповідальності А та Б), категорія технічного сану 4 «аварійні». Рішення щодо відновлення експлуатаційної придатності таких будинків приймається на основі аналізу за результатами детального обстеження та може передбачати відбудову зруйнованих частин каркасу за проектом капітального ремонту або реконструкції.

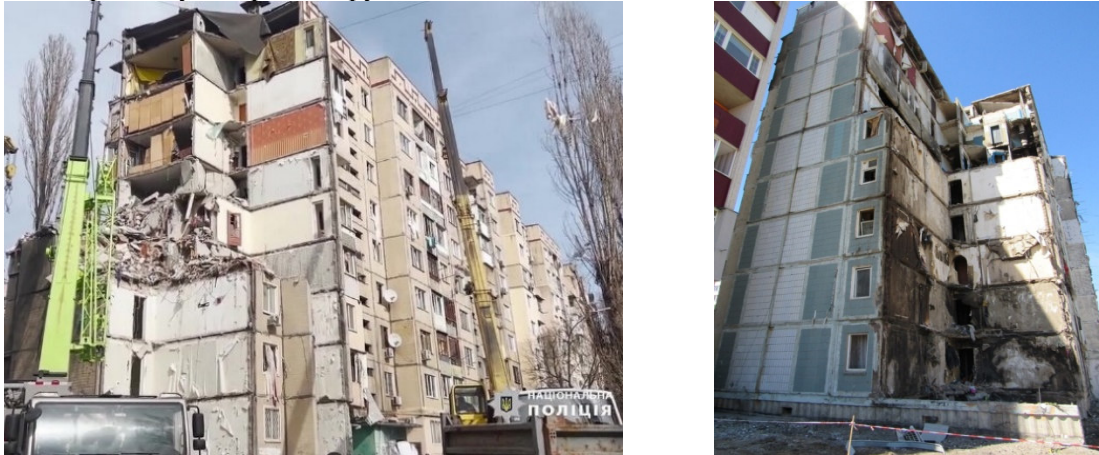


Рис. 1. Приклади великопанельних будинків із пошкодженнями II категорії

При проектуванні великопанельних будинків виконують розрахунки конструктивної системи на стадії монтажу, що враховує стадійність зведення та податливість стиків. Розрахунок і зведення панельних будинків в межах температурно-усадочних блоків виконують без перепадів висот із застосуванням програмних комплексів відповідно до вимог чинних будівельних норм.

При відновленні пошкодженого будинку необхідно враховувати, що частина існуючого каркасу, як завершена будівля, отримала деформації та переміщення, тоді як відновлювана частина може зводитись із 100% перепадом по висоті будинку. В такому випадку зв'язки між існуючою та новою частинами каркасу зазнають специфічних деформацій.

При розробці та розрахунку просторової моделі в програмних комплексах специфічні деформації потребують врахування шляхом введення визначених коригувань переміщень.

Особливість розрахунку великопанельних будинків полягає у необхідності адекватного подання у розрахунковій схемі стиків збірних елементів, це:

- вертикальний стик між стіновими панелями (може бути вільним, без зв'язків по висоті поверху, а може містити точкові зварні зв'язки на закладних деталях, шпонки або безперервні замоноличені петлі чи зварні стики).

- горизонтальний стик між стіновими панелями та плитами перекриття (платформний, контактний тощо).

Жорсткість та міцність стиків залежить від багатьох факторів: марки розчину, величини зазору між панелями, від розміщення та характеристики закладних деталей і т.п.

Сучасні версії програмних комплексів, типу ПК ЛИРА-САПР, мають в бібліотеках нові типи пластинчатих КЕ, що моделюють роботу «стиків між панелями» та дозволяють контролювати типи стиків і призначати їм параметри, що визначають їх характеристики жорсткості.

Зусилля у зв'язках отримують за результатами розрахунку напружено-деформованого стану конструктивної системи великопанельного будинку за граничними станами першої групи. При цьому враховується фактичне сприйняття вузлами сполучення діючих зусиль в процесі монтажу та подальшої експлуатації будинку.

Технічну складність таких робіт обумовлює необхідність поєднання існуючих великопанельних конструкцій з новими. Через значну кількість серій будинків обмежену кількість сучасних комбінатів

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

із виробництва конструкцій великопанельних будинків, конструктивні рішення стиків існуючої та нової частин в більшості випадків відрізняються. Одним із найбільш практичних рішень являється влаштування зв'язків на зварних з'єднаннях накладками закладних деталей сусідніх панелей (рис. 2). Нові закладні деталі в існуючих панелях складають із пластин і стержнів, поставлених нахмічному анкері (рис. 3).



Рис. 2. Зварне з'єднання сталевими накладками існуючих і нових закладних деталей



Рис. 3. Підготовлена до зварювання закладна деталь на хімічних анкерах

Розрахунок анкерів та конструювання кріплення закладних деталей, оснований на результатах розрахунку напружено-деформованого стану просторової моделі, потребують уточнення та удосконалення на основі експериментальних перевірок.

Список використаних джерел

1. Методика проведення обстеження та оформлення його результатів : наказ Міністерства розвитку громад та територій України від 06 серпня 2022 року № 144.
2. ВСН 32-77 / Госгражданстрой. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий / ЦНИИЭП жилища. М. : Стройиздат, 1978. 177 с.
3. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций. М. : Стройиздат, 1984. 87 с.
4. Водопьянов Р. Ю., Палиенко О. И. Моделирование и расчет крупнопанельных зданий. Справка LIRA Land. URL: <https://help.liraland.com/ru-ru/panel-buildings/modeling-and-analysis-of-large-panel-buildings.html> (дата звернення: 19.04.2026).



Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ЗАСТОСУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДЛЯ ВЛАШТУВАННЯ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ У МІСЬКИХ УМОВАХ

¹Юдін В. О., аспірант

¹Харківський національний автомобільно-дорожній університет, Україна

В умовах сучасних викликів безпеці населення України особливої актуальності набуває створення ефективної системи захисних споруд цивільного захисту, зокрема у межах існуючої міської забудови. Значна частина наявного фонду укриттів не відповідає сучасним вимогам або є обмежено придатною до використання, що обумовлює необхідність впровадження нових конструктивних рішень, здатних забезпечити швидке та економічно ефективно будівництво.

Одним із перспективних напрямів є застосування металевих гофрованих конструкцій (МГК), які добре зарекомендували себе у транспортному будівництві та мають значний потенціал для використання у якості підземних захисних споруд [1]. Практичний досвід впровадження таких рішень представлений, зокрема, у реалізованих інженерних проектах, описаних на спеціалізованих ресурсах [2].

Особливістю використання МГК у якості укриттів є їх спільна робота з ґрунтовим масивом, який виконує функцію додаткового захисного шару. Засипка ґрунтом забезпечує зниження впливу динамічних навантажень та підвищує загальну стійкість конструкції. Відповідно до положень теорії армованого ґрунту [3], ефективність роботи такої системи визначається параметрами ґрунту, товщиною захисного шару та умовами взаємодії «ґрунт – конструкція».

У міських умовах застосування МГК має ряд суттєвих переваг: висока швидкість монтажу, можливість будівництва в умовах обмеженого простору, мінімальний вплив на існуючу інфраструктуру та можливість використання типових конструктивних рішень. Це дозволяє розглядати такі споруди як ефективний інструмент для швидкого розгортання мережі укриттів у містах. Приклад конструктивного рішення захисної споруди з використанням МГК наведено на рисунку.



Рисунок. Схема захисної споруди з металевої гофрованої конструкції

Разом із тим існує низка проблем, що потребують додаткового дослідження. До них належать питання забезпечення необхідного рівня захисту від динамічних впливів, довговічності конструкцій у складних умовах експлуатації, корозійної стійкості металу, а також герметичності та інженерного забезпечення укриттів. Крім того, чинна нормативна база містить обмежені рекомендації щодо проєктування таких споруд, що ускладнює їх широке впровадження [4].

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Окрему увагу слід приділити застосуванню армованих ґрунтових рішень, які дозволяють підвищити ефективність роботи системи та забезпечити більш рівномірний розподіл навантажень [5]. Використання геосинтетичних матеріалів у поєднанні з МГК відкриває додаткові можливості для оптимізації конструктивних параметрів укріттів.

Таким чином, використання металевих гофрованих конструкцій для влаштування захисних споруд цивільного захисту є перспективним напрямом розвитку міської інфраструктури, що поєднує технологічність, економічну ефективність та можливість швидкого масштабування. Подальші дослідження мають бути спрямовані на розроблення розрахункових моделей, експериментальну перевірку конструктивних рішень та адаптацію нормативної бази до сучасних умов.

Список використаних джерел

1. Юдін В. О. Актуальність застосування металевих гофрованих конструкцій при будівництві та ремонті транспортних споруд на дорогах України. *Збірник тез конференції*. 2021. С. 93–95.
2. Вітчизняні практичні рішення влаштування захисних споруд із застосуванням МГК. URL: <https://vitcar.com.ua> (дата звернення: 20.03.2026).
3. Vidal H. The Principle of Reinforced Earth. *Highway Research Record*. 1969. № 282. Р. 1–16.
4. Усиченко О. Ю., Барабанова Т. Г. Аналіз існуючих методів розрахунків армування основ дорожніх конструкцій. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2010. Вип. 78. С. 30–43.
5. Юдін В. О., Безбабічева О. І., Титок В. П. Комп'ютерна модель та аналіз застосування армованого ґрунту навколо збірної металевій гофрованої конструкції під залізничними коліями. *Вісник ХНАДУ*. 2025. № 108. С. 276–279.



ДИНАМІЧНИЙ АНАЛІЗ ПІШОХІДНИХ МОСТІВ ФЕРМОВОГО ТИПУ

¹Хоружий М. М., к.т.н., доцент,

¹Борейчук Ю., студент,

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

У сучасних умовах відновлення транспортної інфраструктури України зростає роль пішохідних мостів як елементів безпечної мобільності. Легкі металеві конструкції таких мостів є чутливими до динамічних впливів від руху пішоходів і вітрових навантажень, що може спричинити небажані коливання та зниження комфорту експлуатації [1; 2]. Відомим прикладом є London Millennium Footbridge, де спостерігалися значні коливання після відкриття.

Для перекриття великих прогонів доцільним є застосування фермових систем, які забезпечують високу несучу здатність при відносно малій масі та раціональному використанні матеріалу [2]. Водночас динамічні аспекти роботи таких конструкцій, зокрема вплив геометрії ферми на власні коливання, залишаються актуальною науковою задачею [3]. Метою роботи є дослідження впливу геометричних параметрів фермових прогонових будов на їхні динамічні характеристики та визначення раціональних конструктивних рішень.

Дослідження виконано із застосуванням методу скінченних елементів у програмному комплексі LIRA-FEM [4]. Розглянуто просторову модель пішохідного мосту прогоном 55 м та проаналізовано два варіанти конструктивного виконання: із прокатних профілів та з профільних труб.

Встановлено, що застосування профільних труб дозволяє зменшити масу конструкції приблизно на 30% при збереженні близьких значень власних частот коливань. Аналіз форм коливань показав, що перші три форми відповідають вертикально-згинальній, горизонтально-згинальній та крутильній схемам деформування, що узгоджується з результатами попередніх досліджень [1; 3].

Досліджено вплив співвідношення висоти ферми до довжини прогону (H/L) у діапазоні від $1/6$ до $1/20$. Отримано нелінійний характер зміни частот коливань: для першої форми максимум досягається при $H/L \approx 1/15$, для другої – при $H/L \approx 1/10$. Подальше зменшення висоти призводить до зниження жорсткості конструкції, що відповідає загальним положенням теорії динаміки стержневих систем [2].

Також проаналізовано трапецієподібні ферми зі змінною висотою. Встановлено, що збільшення кута нахилу верхнього поясу призводить до перерозподілу жорсткості та зміни частотних характеристик. Найбільш раціональні параметри відповідають кутам нахилу $7-10^\circ$.

Отримані періоди власних коливань не потрапляють у небезпечні діапазони, встановлені нормативними документами [5], що свідчить про відповідність запропонованих конструктивних рішень вимогам безпеки та експлуатаційної придатності.

Результати дослідження показали, що динамічна поведінка пішохідних мостів фермового типу суттєво залежить від конструктивного виконання та геометричних параметрів ферми. Використання профільних труб є ефективним рішенням з погляду зменшення матеріаломісткості без погіршення динамічних характеристик. Встановлено, що вплив співвідношення H/L має нелінійний характер, а найбільш раціональні значення перебувають в межах $1/10-1/15$, що забезпечує оптимальне поєднання жорсткості та маси конструкції. Застосування трапецієподібної форми ферми дозволяє додатково регулювати динамічні параметри, причому оптимальні кути нахилу верхнього поясу становлять $7-10^\circ$. Отримані результати можуть бути використані при проектуванні пішохідних мостів із урахуванням вимог вібраційного комфорту та економічної ефективності.

Список використаних джерел

1. Трач В. М., Хоружий М. М. Власні коливання балкових конструкцій мостових споруд. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2023. Вип. 44. С. 214–221.
2. Лучко Й. Й., Мямлін С. В. Динаміка стержневих систем та споруд. Львів : Каменяр, 2018. 524 с.
3. Трач В. М., Хоружий М. М., Борейчук Ю. В. Вплив типу скінченних елементів на результати динамічного аналізу мостового прогону. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2025. Вип. 47. С. 409–417.
4. Програмний комплекс ЛІРА-САІР. Приклади розрахунку і проектування. К. : LIRALAND, 2023. 635 с.
5. ДБН В.2.3-22:2025. Мости і труби. Основні вимоги проектування. [Чинний від 2026-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2026. 40 с.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

МОДЕЛЮВАННЯ ЗАРОДЖЕННЯ КОГЕЗІЙНИХ І АДГЕЗІЙНИХ ЗВ'ЯЗКІВ У БЕТОНАХ

¹Волков Є. В., аспірант, ¹Погребна Ю. С., аспірант, ¹Ільїн С. В., к.т.н., доцент
¹Запорізький національний університет, м. Запоріжжя, Україна

Реакційна здатність бетонів при ремонтних роботах здатна до суттєвих змін у частині виделення газів і газових сумішей. Їхня можливість проникати у поверхневі шари через пори, технологічні несучильності здатні багаторазово відбивати молекули що попадають на них. Змоделюємо цей процес на молекулярному рівні. Розглянемо модель що імітує рух молекул з поверхнею бетону.

Зроблені припущення дозволяють уявити поверхню бетонного каркасу у вигляді пористого шару, який збільшує швидкість реакцій [1; 2]. При русі в дрібних порах і капілярах частота зіткнень молекул з поверхнею матеріалу значно більша, ніж при її русі у деякому вільному об'ємі. Збільшення швидкості реакції, зазвичай, пов'язують зі збільшенням загальної поверхні матеріалу при розвинутій системі пор. Лінійна залежність між цими величинами може бути, якщо концентрація молекул в порах матеріалу не сильно відрізняється від їхньої концентрації в деякому робочому об'ємі [3].

У випадку, коли більша частина молекул встигає вступити в реакцію до проникнення у глибокі пори, то вони фактично не впливають на протікання реакції і швидкість її перестає зростати зі збільшенням товщини шару, і, як наслідок, загальної площі пор.

Поставимо перед собою завдання отримання оцінки діапазона зміни ефективності і товщини оптимальності шару. Обмежимося уявленням поверхні бетонного матеріалу у вигляді деякого шару однакових гладеньких сферичних гранул, укладених у об'ємцентровану атомарну ґратку на твердій непроникній підкладці. Розглянемо два крайні випадки – відскакування молекул від поверхні гранул і дифузійного розсіювання (підпорядковане закону Ламберта). З математичної точки зору задача визначення ефективності реакційного шару матеріалу каркасу концентрується на знаходженні функції розподілу $F(N)$ налітаючих (осідаючих) молекул за кількістю ударів. Ефективність α визначається через неї так:

$$\alpha = \sum_{N=0}^{\infty} F(N)(1 - (1 - \beta)^N / \beta), \quad (1)$$

де $F(N)$ – функція розподілу руху молекул;

N – кількість зіткнень молекул;

β – кількість молекул, що проникають або відштовхуються.

Для визначення функції розподілу $F(N)$ проведемо шестиразове моделювання руху 1000 молекул для кожної із закономірностей відскакування при різній кількості шарів гранул. Для зручності обчислень замість шару бетону на підкладці розглянемо вільний шар вдвічі більшої товщини. Товщина такого шару вибиралась з $n_{\text{вільн.}} = 2, 4, 8, 16$ шарів гранул.

Результати розрахунків залежності ефективності реакцій від товщини вільного шару при різних значеннях β . Розрахунки проводились за витікаючою із (1) формулою

$$\alpha = \sum_{N=1}^{\infty} F_{\text{дзерк}}(N) + F_{\text{пр}}(N)(1 - (1 - \beta)^N) / \beta, \quad (2)$$

де $F_{\text{дзерк}}(N)$, $F_{\text{пр}}(N)$ – визначені за результатами розрахунків функції розподілу відскочених і пройдених через вільний шар молекул за кількістю падінь. Похибка розрахунків визначення α для проведеного шестиразового моделювання руху 1000 молекул не перевищує 2%.

Як і очікувалось, зі збільшенням товщини реакційного шару матеріалу ефективність зростає, швидко досягаючи свого максимального значення $\alpha_{\text{пр}}(\beta)$. Для значень $\beta = 10^{-4} - 10^{-5}$, де значення $\alpha_{\text{пр}}(\beta)$ особливо великі, здійснений розрахунок не спроможний безпосередньо визначити граничні значення ефективності. Оскільки у цьому випадку кількість зіткнень тільки однієї молекули, яку потрібно відслідкувати становить $N = \approx \beta^{-1} \cong 10^4 - 10^5$. Пряме обчислення $\alpha_{\text{пр}}(\beta)$ перевищує можливості обчислювальної техніки.

Для комбінованого шару, що складається із двох шарів з функціями розподілу віддзеркалених і таких, що проникли, молекул однаковими $F_{\text{дзерк.1}}(N)$, $F_{\text{пр1}}(N)$, $F_{\text{пр}}(N)$, відповідні розподіли мають вид

$$F_{\text{пр}}(N) = \sum F_{\text{пр1}}(K_1) F_{\text{пр2}}(K_2) + \sum F_{\text{пр1}}(K_1) F_{\text{дзерк.2}}(K_2) F_{\text{дзерк.1}}(K_3) F_{\text{дзерк.1}}(K_4) + \dots, \quad (3)$$
$$F_{\text{дзерк}}(N) = F_{\text{дзерк1}}(N) + \sum F_{\text{пр1}}(K_1) F_{\text{дзерк.}}(K_2) F_{\text{пр}}(K_3) + F_{\text{пр1}}(K_1) \times \\ \times F_{\text{дзерк.2}}(K_2) F_{\text{дзерк.3}}(K_3) F_{\text{дзерк.2}}(K_4) F_{\text{пр1}}(K_5) + \dots,$$

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

тут підсумок здійснюється по всім K_1, K_2, \dots, K_i , таким що $(K_1, K_2, \dots, K_i) = N$.

Тож ефективність комбінованого шару дорівнює

$$\alpha = \alpha_1 \left(1 + \frac{x_1 y_1}{1 - y_1 y_2}\right) + \alpha_2 \frac{x_1}{1 - y_1 y_2}, \quad (4)$$

де $X = \sum_{N=0}^{\infty} (1 - \beta^N) F_{\text{пр}}(N)$; $Y = \sum_{N=0}^{\infty} (1 - \beta^N) F_{\text{дзерк}}(N)$ – коефіцієнти проходження і відскакування молекул для кожного шару.

Вираз (4) дозволяє визначити ефективність шару будь-якої товщини. Для цього достатньо вибрати в якості початкових будь-які два шари товщиною 2, 4, 8, 16 (їхні необхідні характеристики визначаються за результатами проведених розрахунків) і використати перетворення (4) необхідну кількість разів. При цьому для розрахунку коефіцієнтів X та Y попередньо комбінованого шару можливо скористатись формулами:

$$X = \frac{X_1 + X_2}{1 - Y_1 Y_2}; \quad Y = \frac{Y^2}{1 - Y_1 Y_2}. \quad (5)$$

Отримані результати інтерпретуються в такі скейлінгові (такі, що масштабуються) залежності для визначення граничного значення ефективності $\alpha_{\text{пр}}(\beta)$ і оптимальної товщини реакційного шару $h_{\text{опт}}$:

$$\alpha_{\text{пр}}(\beta) = A\beta^{-B}, \quad h_{\text{опт}}(\beta) = C\beta^{-D}\alpha. \quad (6)$$

Коефіцієнти A, B, C, D представлені в таблиці.

Таблиця

Коефіцієнти скейлінгових залежностей

Режим взаємодії молекули вуглекислого газу з поверхнею каркасу бетону	Коефіцієнти			
	A	B	C	D
Відскакування від поверхні	0,90±0,05	0,47±0,05	0,51±0,05	0,47± 0,05
Дифузійне розсіювання	0,94± 0,05	0,40± 0,05	0,38± 0,05	0,48± 0,05

На основі запропонованого розрахункового експерименту можливо зробити такі висновки.

Отже, зв'язки, що забезпечують когезійні, і адгезійні зв'язки починаються на міжмолекулярному рівні. Різні концепції теорії адгезії доповнюють одна одну, але в повному обсязі її механізми залишаються невизначеними. Першим етапом є міжмолекулярна взаємодія контактуючих тіл.

Моделювання розміщення молекул в вигляді об'ємоцентрованої атомарної ґратки дозволяють розрахувати з певним ступенем наближення ефективність реакційної здатності матеріалу при граничних станах проникнення і відскакування молекул від поверхні, підпорядкованих закону Ламберта.

Проникнення молекул зростає зі збільшенням товщини реакційного шару матеріалу для проникаючих молекул проходить через максимум. Пряме обчислення руху молекул перевищує можливості обчислювальної техніки, яка використовувалась у експерименті.

Отримані залежності оптимальної товщини реакційного шару матеріалу від вірогідності вступу в реакцію при одноразовому ударі молекули при її проникненні приблизно однакові.

Регулювання газового складу при технологіях виготовлення і ремонту бетонних конструкцій може розкрити його потенційні можливості міцності і довговічності експлуатації.

Список використаних джерел

1. Crack-healing ability of concrete enhanced by aerobic-anaerobic bacteria and fibers / Jiang. et al. *Cement and Concrete Research*. 2024. Т.183. Article 107557. DOI: 10.1016/j.cemconres.2024.107557.
2. Osman A. Y. Bond Strength Development of Ambient-Cured Sustainable Geopolymer Mortars. *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2025. DOI:10.1007/s13369-025-10534-x.
3. Modelling the dynamic fracture of concrete – A robust, efficient and accurate mesoscale description / Grunwald C. et al. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2024. Article 116886. DOI:10.1016/j.cma.2024.116886.

МОДЕЛЮВАННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ҐРУНТОВИХ МАСИВІВ ПІД ДІЄЮ НАВАНТАЖЕННЯ

¹Кузло М. Т., д.т.н., професор, ¹Кушнір В. П., к.ф.-м.н., доцент,
¹Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доцент

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Моделювання деформацій ґрунтових масивів є одним із ключових завдань сучасної геотехніки, оскільки саме від точності прогнозування напружено-деформованого стану основ залежить надійність та довговічність будівель і споруд (рис. 1). Особливого значення набуває аналіз вертикальних деформацій, які безпосередньо впливають на осідання фундаментів, нерівномірність деформацій та можливість виникнення аварійних ситуацій.

Сучасні дослідження українських науковців свідчать про значну увагу до проблеми моделювання деформацій ґрунтових масивів. Зокрема, у роботах Кендзери О. та Семенової Ю. (2025) розглянуто підходи до визначення деформаційних характеристик ґрунтів для нелінійного моделювання, що дозволяє більш точно прогнозувати їх поведінку. Дослідження Гудака В. та ін. (2025) присвячені аналізу вертикальних зміщень як індикаторів деформацій ґрунтового середовища. У свою чергу, експериментальні роботи Демессіє М. та ін. (2025) підтверджують суттєвий вплив змін фізико-механічних властивостей ґрунтів на розвиток нерівномірних осідань. Також важливий внесок у розвиток методів оцінки деформаційних параметрів зроблено у працях Бойка І. та ін. (2021).

Сучасні дослідження вітчизняних учених зосереджені на застосуванні чисельних методів, зокрема методу скінченних елементів, для точного моделювання процесів ущільнення та осідання ґрунтів. Значну увагу приділено вертикальним деформаціям слабких і просадкових ґрунтів, для яких класичні моделі часто є недостатньо точними. Це обумовлює необхідність розвитку уточнених методів моделювання для підвищення надійності інженерних розрахунків.

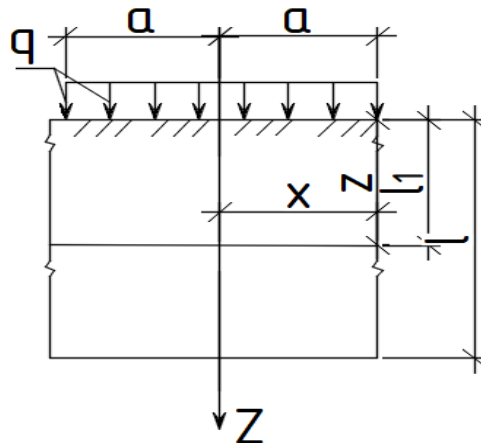


Рис. 1. Напруження в точці (x,z) від навантаження q

Математична модель задачі формується на основі рівнянь напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, записаних у переміщеннях, що дозволяє безпосередньо визначати компоненти деформацій через функції переміщень. Такий підхід забезпечує можливість врахування граничних умов, фізико-механічних властивостей ґрунту та просторового розподілу навантаження при розрахунку вертикальних деформацій:

$$(\lambda + 2\mu) \frac{d^2 w}{dz^2} = X, z \in (0, l), \quad (1)$$

$$\text{де } X = \frac{2q}{\pi} \int_{-a}^a \frac{z^3}{((x-\xi)^2 + z^2)^2} d\xi.$$

Умови спряження

$$w(l) = 0, \quad \frac{dw(0)}{dz} = 0. \quad (2)$$

Після проведення розрахунків, інтегрувань та скорочень знайдемо переміщення w, враховуючи умову спряження (2):

$$w(z) = \frac{2q}{\pi(\lambda+2\mu)} F(z) \Big|_l^z, \quad z \in (0, l). \quad (3)$$

Зокрема, при $x=0$:

$$F(z) = \left(0.5\xi z \ln \left(1 + \frac{z^2}{\xi^2} \right) + 0.25z^2 \arctg \frac{\xi}{z} - 0.75\xi z + 0.75\xi^2 \arctg \frac{z}{\xi} \right) \Bigg|_{\xi=-a}^{\xi=a} =$$

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

$$\begin{aligned} &= a z \ln \left(1 + \frac{z^2}{a^2} \right) + 0.5 z^2 \operatorname{arctg} \frac{a}{z} - 1.5 a z + 1.5 a^2 \operatorname{arctg} \frac{z}{a} = \\ &0.5 a z \left(2 \ln \left(1 + \frac{z^2}{a^2} \right) - 3 \right) + 0.25 \pi z^2 + 0.5 (3 a^2 - z^2) \operatorname{arctg} \frac{z}{a}. \end{aligned} \quad (4)$$

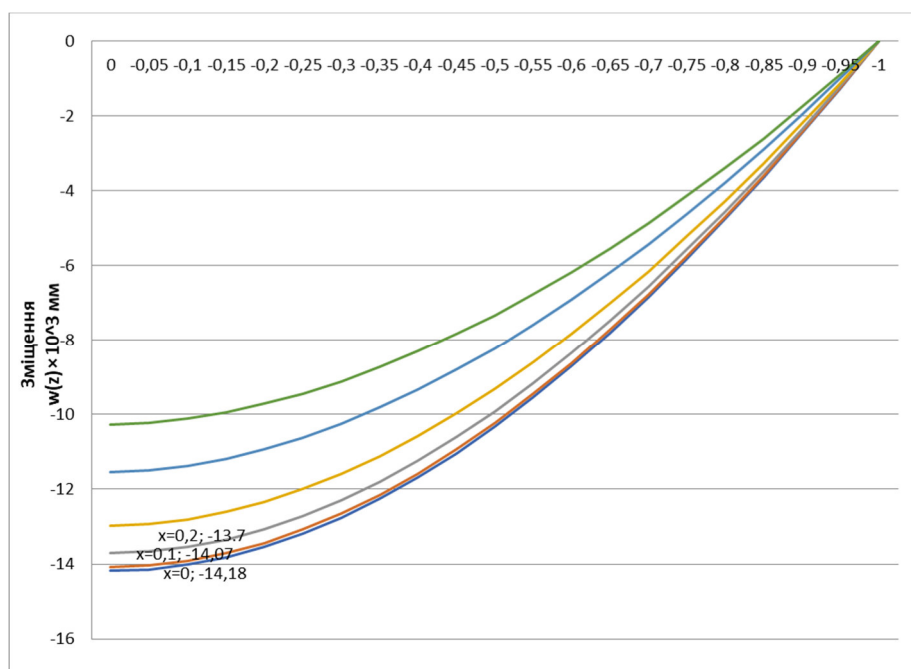


Рис. 2. Діаграма залежності зміщення $w(z)$ від глибини z (в метрах) при різних значеннях відстані від центра навантаження x (в метрах)

Аналіз отриманих залежностей зміщень $w(z)$ від глибини показав, що характер розподілу вертикальних деформацій ґрунтового масиву суттєво залежить від відстані до центра прикладання навантаження. Максимальні значення осідань спостерігаються безпосередньо під точкою прикладання навантаження ($x = 0$) і поступово зменшуються зі збільшенням відстані x , що повністю відповідає фізичній природі напружено-деформованого стану ґрунтів.

Встановлено, що зі збільшенням глибини відбувається закономірне зростання абсолютних значень вертикальних зміщень, при цьому криві мають плавний нелінійний характер, що свідчить про адекватне врахування реальних деформаційних властивостей ґрунтового середовища. Важливою особливістю є збіжність кривих на значних глибинах, що вказує на зменшення впливу локалізованого навантаження та перехід до більш рівномірного напруженого стану.

Таким чином, запропонований метод моделювання забезпечує високу точність і достовірність визначення вертикальних деформацій ґрунтових масивів, адекватно відображає зміну напружено-деформованого стану в залежності від глибини та просторового положення навантаження і може бути ефективно використаний у практичних інженерних розрахунках основ та фундаментів.

Список використаних джерел

1. Кендзера О., Семенова Ю. Деформаційні характеристики розрахункових моделей ґрунтової товщі. *Вісник Київський національний університет імені Тараса Шевченка. Сер. Геологія*. 2025. № 78. С. 25–33. DOI: 10.17721/1728-2713.78.03.
2. Гудак В., Криль Т., Зацерковний В. Дистанційний моніторинг вертикальних зміщень земної поверхні як індикатор деформацій ґрунтових масивів. *Вісник Київський національний університет імені Тараса Шевченка. Сер. Геологія*. 2025. № 79. С. 40–48.
3. Демессіє М., Грецький Д., Пряник С. Деформації будівель, спричинені нерівномірними осіданнями основ. *Наукові праці Вінницький національний технічний університет*. 2025. № 2. С. 112–118.
4. Бойко І., Олійник А., Галета А. Методика ідентифікації деформаційних параметрів ґрунтового масиву. *Основи і фундаменти*. 2021. № 42. С. 53–63. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.53-63.
5. П'ятков О., Жук В., Полухович О. Вплив ефекту зім'яття глинистих ґрунтів на результати лабораторних досліджень. *Збірник наукових праць Київський національний університет будівництва і архітектури*. 2020. № 36. С. 89–95.
6. Винников Ю., Косточка Н., Мірошніченко І. Визначення осідання основи будівель з урахуванням стисливості ґрунтів. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. 2015. № 7. С. 15–21. DOI: 10.15802/bttrp2015/90751.

ЧИСЕЛЬНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ОБЛАСТІ ЗАСТОСУВАННЯ УТОЧНЕНИХ МОДЕЛЕЙ ІЗОТРОПНИХ ТА ТРАНСВЕРСАЛЬНО - ІЗОТРОПНИХ ПРЯМОКУТНИХ ПЛИТ НА ЖОРСТКІЙ ОСНОВІ В РОЗРАХУНКАХ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ

¹Гуртовий О. Г., к.т.н., доцент,

¹Тинчук С. О., к.т.н., доцент,

²Угрин Л. С., к.т.н., доцент

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

²Українська академія друкарства, м. Львів, Україна

Побудовано новий варіант уточненої структурно-континуальної моделі з гіпотезами ітераційного типу та реалізовано методика високоточного розрахунку в пружній постановці НДС поперечно навантажених багатошарових прямокутних товстих плит на жорсткій основі з ізотропними та трансверсально-ізотропними шарами. Модель беззгинового НДС враховує деформації поперечного зсуву та поперечного обтиснення. З варіаційного принципу Лагранжа отримано систему розрахункових рівнянь.

В континуальній моделі компоненти вектору нормальних $u_3^{(k)}$ та тангенціальних $u_i^{(k)}$ зміщень до координатної поверхні $x_1 x_2$ представлені сумами добутків гіпотетично заданих степеневих функцій

$\psi_t^{(k)}$, $\psi_{ir}^{(k)}$ поперечної координати z та шуканих функцій γ_t , β_{ir} і v_i координатної поверхні $x_1 x_2$:

$$u_3^{(k)} = \psi_{3t,3}^{(k)}(z)\gamma_t + \psi_{33,3}^{(k)}(z)p; \quad t = \overline{1, 2}; \quad i = \overline{1, 2};$$

$$u_i^{(k)} = v_i - \psi_{3t}^{(k)}(z)\gamma_{t,i} - \psi_{33}^{(k)}(z)p_{,i} - \psi_{ir}^{(k)}(z)\beta_{ir}; \quad r = \overline{1, 4}, \quad (1)$$

де дві функції γ_t моделюють вплив поперечного обтиснення, а вісім функцій β_{ir} – вплив поперечного зсуву в четвертому наближенні по кожній змінній X_i , p – функція заданого навантаження. Тут і надалі диференціювання по X_α позначено нижніми індексами після коми, а також виконується підсумовування за нижніми індексами, що повторюються.

Проте в задачах, де функція навантаження має розриви, необхідно замінити $p(x_i)$ в (1) невідомою функцією обтиснення у вигляді:

$$u_3^{(k)} = \psi_{3t,3}^{(k)}(z)\gamma_t; u_i^{(k)} = v_i - \psi_{3t}^{(k)}(z)\gamma_{t,i} - \psi_{ir}^{(k)}(z)\beta_{ir}; \quad t = \overline{1, 3}, \quad (2)$$

де шукана функція $\gamma_3(x_i)$ – гладка і відповідає умовам нерозривності.

Отримано тривимірні та уточнені розв'язки тестових задач з визначення компонентів НДС в ізотропних та трансверсально-ізотропних багатошарових покриттях з жорстким та ковзким контактами з жорсткою основою, з ковзким контактом між окремими шарами. Встановлено області достовірного застосування моделей залежно від фізико-геометричних параметрів плити – від співвідношень a/h ; E/E' ; G/G' ; $E^{(k)}/E^{(k+1)}$; $G^{(k)}/G^{(k+1)}$.

Запропоновані уточнені моделі, що застосовувались в розрахунках багатошарових плит, з високою точністю відображають НДС товстих плит на жорсткій основі при поперечних навантаженнях, що задані як гладкими, так і дискретно-змінними функціями.

Моделі можна застосовувати для розрахунку НДС суттєво товстих плит ($a/H = 1,5$) в широкому діапазоні зміни параметрів відносної транстропії в шарі ($1 \leq E/E' \leq 500$, $1 \leq G/G' \leq 500$) та значних відмінностях в жорсткості окремих шарів ($E^{(k)}/E^{(k+1)} = 10^3 \div 10^5$).

Наближені розв'язки порівнювались з тривимірними розв'язками. Показано, що в суттєво товстих квадратних плитах, наприклад з $a/H = 1,25$, при зростанні G/G' необхідно збільшувати кількість функцій поперечного зсуву: при $G/G' < 100$ необхідно дві функції зсуву $S_{ri} = 2$ у кожному з ортогональних напрямків x_i ; при $100 \leq G/G' \leq 500$ – $S_{ri} = 3 \div 4$. При зростанні співвідношення E/E' необхідне збільшення кількості функцій поперечного обтиснення C_i : при $E/E' \leq 10$ достатньо використання одної функції $C_i = 1$, при $10 \leq E/E' \leq 1000$ потрібно дві функції обтиснення $C_i = 2$. У плиті з співвідношенням $a/H = 1,5$ необхідна така ж сама кількість невідомих функцій, тоді як в плиті з $a/H = 2,5$ є можливість зменшення кількості невідомих функцій. Відмітимо, що похибки для напруг σ_{11} більші, ніж для зміщень u_α .

Показано, що процес аналітичних ітерацій в моделюванні кінематичних гіпотез є доцільним при зменшенні відносної поперечної жорсткості окремих шарів плити.

UNDERGROUND TEMPORARY TIMBER SHELTERS STRUCTURES

¹Bidakov A. M., Doctor of Engineering, Associate Professor, ¹Pustovoitova O. M., Candidate of Engineering (Ph.D.), Associate Professor,

¹Beketov O. M. National University of Urban Economy, Kharkiv, Ukraine

The constant threat requires the creation of numerous quickly constructed and effective protective structures capable of withstanding the key damaging factors of modern weapons, in particular the shock wave and the debris field. It is in such context that the design and implementation of engineering solutions based on the use of available local materials, such as timber and soil, becomes particularly relevant. Underground slot-type shelters with a triangular wooden frame are one such solution that combines simple design, quick construction, and sufficient protective properties.

In response to this challenge, a modular underground shelter concept is proposed that uses advanced materials – cross-laminated timber (CLT) – and an improved triangular shape for maximum resistance to blast loads. This solution significantly reduces the time required to build a shelter in comparison with the traditional methods, including reinforced concrete, while also providing a high level of protection and construction speed, due to timber's lightness. The proposed solution involves creating a rigid load-bearing frame from thick CLT panels or glued timber with an isosceles-triangular cross-section (see Fig. 1).

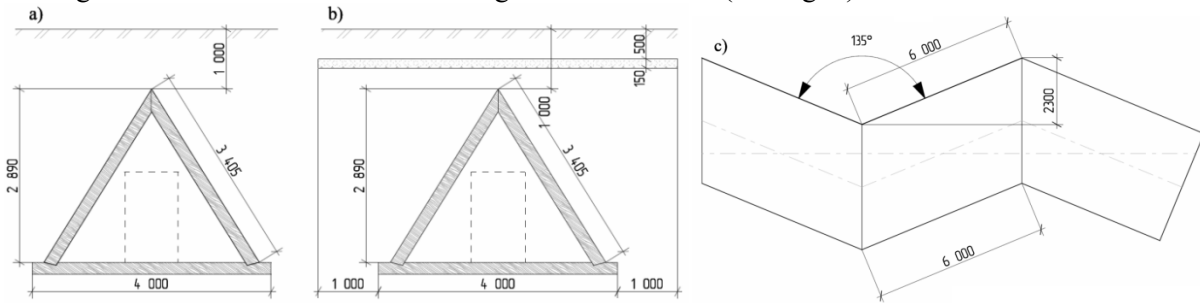


Fig. 1. Geometry of proposed underground timber shelter: a) shelter cross-section without damper plate; b) shelter cross-section with damper plate; c) shelter layout

Calculations are performed by the application of the finite element method with flat finite elements used for soil modeling and obtained bending moments (fig. 2) in addition, current design standards regulations focus on the quasi-static method. For this shelter, the resulting vertical load from a shock air wave action is determined according to Table A.2 (DBN V.2.2-5:2023 [1]), at the air shock wave excessive pressure of $\Delta P_{ex}=100$ kPa. In this case, the vertical reduced load P_1 (kPa) on the protective structure coating according to Table 14.1 makes $P_1 = \Delta P_{ex}=100$ kPa.

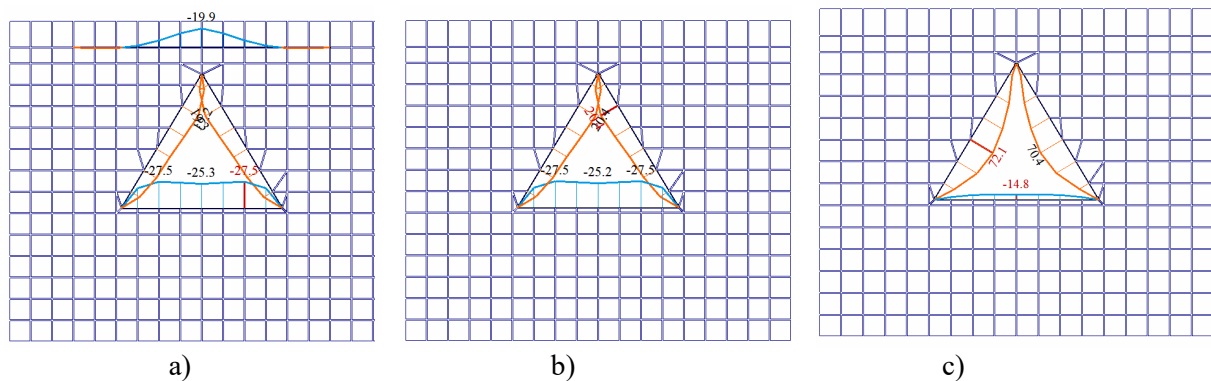


Fig. 2. Bending moment diagram in shelters: a) without damper plate; b) with damper plate; c) after dynamic calculation from the shock air wave action

Thus, to bear the calculated combination of loads, the cross-section of the elements must withstand the following forces: compressive force $N=19.4$ kN and bending moment $M=27.5$ kNm. The cross-section of a 200 mm-thick CLT panel (5 boards of 40 mm) can bear the proposed load, which confirms the correctness of the decisions made.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Table 1 shows the values of the calculated resistance under dynamic loads with less than 1 min. action. (instantaneous action by duration class according to DBN V 2.6-161:2017 [2], Eurocode-5 [3]).

Table 1

Compared calculation results obtained with different methods

No.	Calculation type	Walls bending moment value, N×mm	Calculated GL24h bending resistance value, N/mm	Normal stresses, N/mm	Usage percentage, %
1	Quasi-static calculation	27.5*10 ⁶	11.52 (static action)	4.12	35.76
2	Motion equations direct integration	72.1	21.12 (instantaneous action)	10.81	51.18

In this case, the dynamic strengthening coefficient makes $21.12/11.52=1.83$, which is exactly within the range specified above.

Conclusions

A triangular shelter made of CLT panels is a modern, technologically effective solution for protecting people in the hostilities situation. Such shelters can also be used to protect people in various district centres from various types of UAVs, including the "Shahed", the "Geran", the "Gerbera", etc. The combination of timber's natural strength, industrial production advantages and optimal geometric shape allows to create reliable protective structures in record time. During the design, it is crucial to remember that timber better withstands short-term loads, characteristic of a blast. Therefore, the calculated material resistance can be increased with the application of specialized coefficients. It is also essential to ensure reliable connection of the frame elements to each other and their stable resistance to significant blast loads.

Preliminary calculations of the proposed structural solutions for underground timber shelters have confirmed their effectiveness under blast loads.

Список використаних джерел

1. DBN V.2.2-5:2023. Civil defense protective structures. Buildings and structures. Ministry of Development of Communities, Territories and Infrastructure of Ukraine. Kyiv, 2023. 131 p.
2. DBN V.2.6-161:2017. Wooden structures. Basic provisions. Ministry of Regional Development, Construction and Housing and Communal Services of Ukraine. Kyiv, 2017. 117 p.
3. European Committee for Standardization (CEN), [EN 1995-1-1: EUROCODE 5: DESIGN OF TIMBER STRUCTURES – PART 1-1: GENERAL – COMMON RULES AND RULES FOR BUILDINGS](#) (CEN, Brussels, 2004).



ПОРІВНЯННЯ РОЗРАХУНКІВ ПЛОЩІ ПЕРЕРІЗУ ПОЗДОВЖНЬОЇ АРМАТУРИ У
СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ ПРЯМОКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ ЗА
ЧИННИМИ ТА ПОПЕРЕДНІМИ НОРМАМИ ПРОЕКТУВАННЯ

¹Савицький В. В., к.т.н., доцент,

¹Лозицька В. О., здобувачка вищої освіти
першого (бакалаврського) рівня,

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Залізобетонні стиснуті елементи прямокутного перерізу широко використовуються в будівлях і спорудах. Розробниками нині діючих нормативних документів [1; 2] запропоновано розраховувати стиснуті елементи на основі деформаційної моделі з використанням повної або спрощеної діаграми деформування бетону. Авторами [3; 4] запропоновано практичний метод розрахунку згинальних елементів прямокутного профілю. Поставлено задачу розрахувати площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури в стиснутому короткому залізобетонному елементі прямокутного перерізу згідно чинних норм та порівняти результати розрахунку з отриманими за попереднім нормативним документом. **Вихідні дані:** граничне значення розрахункового моменту від зовнішнього навантаження $M_{Ed} = 150 \text{ кН}\cdot\text{м}$, граничне значення розрахункового поздовжнього зусилля від зовнішнього навантаження $N_{Ed} = 2000 \text{ кН}$, початковий ексцентриситет прикладання поздовжнього зусилля $e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 0,075 \text{ м} = 7,5 \text{ см}$ (лінія дії поздовжнього зусилля лежить в межах поперечного перерізу елемента, що відповідає першій формі рівноваги перерізу за [2]), розміри поперечного перерізу елемента $b = 20 \text{ см}$, $h = 50 \text{ см}$, клас бетону С16/20, клас арматури А500С, товщина захисного шару бетону $a_{s2} = a_{s1} = 4 \text{ см}$. Розрахунковий опір бетону $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$, деформація, яка відповідає розрахунковому опору бетону $\varepsilon_{c1,cd} = 162 \cdot 10^{-5}$, розрахункове значення граничної деформації стиснутого бетону $\varepsilon_{cu1} = 359 \cdot 10^{-5}$ (табл. 3.1 [1]); характеристичне значення межі текучості арматури $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ (табл. 3.4 [2]), коефіцієнт надійності за матеріалом арматури $\gamma_s = 1,15$ (табл. 2.1 [1]); за формулою 3.15 [2] розрахункове значення межі текучості арматури $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434,8 \text{ МПа}$. Модуль пружності арматури $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ (табл. 3.4 [2]), за формулою 3.16 [2] деформації, які відповідають розрахунковому значенню межі текучості арматури $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 217,4 \cdot 10^{-5}$. Деформації, які відповідають розрахунковому значенню межі міцності арматури $\varepsilon_{ud} = 0,02$ (табл. 3.4 [2]). $d = h - a_{s2} = 46 \text{ см}$. За методикою Бабича В.С. – Савицького В.В. приймаємо максимальне значення коефіцієнта повноти епюри напружень в стиснутому бетоні $\omega_{max} = 0,8265$ для даного класу бетону (табл. Б.2 [4]); тут величина ω визначена за формулою 20 [4]:

$$\omega = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \quad (1)$$

Коефіцієнт відношення деформації бетону, яка відповідає ω_{max} , до деформації бетону при максимальному навантаженні $\gamma = \varepsilon_{c1} / \varepsilon_{c1,cd} = 1,76$ (табл. Б.2 [4]); $\varepsilon_{c1} = \gamma \cdot \varepsilon_{c1,cd}$, $\varepsilon_{c1} = 285,1 \cdot 10^{-5}$. Коефіцієнт відносної несучої здатності нормального перерізу за стиснутою зоною бетону, який відповідає ω_{max} , $\beta = 0,459$ залежно від γ (табл. Б.1 [4]); тут величина β визначена за формулою 21 [4]:

$$\beta = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \quad (3)$$

Методом послідовних наближень знаходимо величину висоти стиснутої зони бетону, при якій відношення моменту від внутрішніх зусиль у поперечному перерізі до згинального моменту від зовнішнього розрахункового навантаження буде максимально близьким до одиниці. Таким чином, в нашому випадку значення $z = 54,50 \text{ см}$; згідно гіпотези плоских перерізів деформації бетону і арматури:

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{c1} \cdot (z - h) / z = 23,5 \cdot 10^{-5}; \quad (4) \quad \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{c1} \cdot (z - a_{s1}) / z = 264,2 \cdot 10^{-5}; \quad (5)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{c1} \cdot (z - d) / z = 44,4 \cdot 10^{-5}, \quad (6)$$

$\varepsilon_{s1} = 264,2 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{ud} = 0,02$, але більше, ніж $\varepsilon_{s0} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. Тому за дволінійною діаграмою деформування арматурної сталі $\sigma_{s1} = f_{yd} = 434,8 \text{ МПа}$. $\varepsilon_{s2} = 44,4 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{s0} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E_s = 88,9 \text{ МПа}$. Зусилля в стиснутому бетоні в межах від нейтральної лінії до найбільш стиснутого волокна в межах поперечного перерізу

$$S_{c1} = \omega_{max} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 1035,9 \text{ кН}. \quad (7)$$

Зусилля в стиснутому бетоні в межах від нейтральної лінії до крайнього найменш напруженого волокна поперечного перерізу

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

$$S_{c2} = f_{cd} \cdot b \cdot (z - h) \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c1,cd}} \right)^k = 20,6 \text{ кН}, \quad (8)$$

де $a_1 = 3,0798$; $a_2 = -3,7184$; $a_3 = 2,2946$; $a_4 = -0,7533$; $a_5 = 0,09727$ – коефіцієнти для розрахунків за граничними станами першої групи для бетону класу С16/20 згідно [1]. Тоді з умови рівноваги внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні і арматурі площа поперечного перерізу арматури за умови симетричного армування

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N - S_{c1} + S_{c2}}{\sigma_{s1} + \sigma_{s2}} = 18,8 \text{ см}^2. \quad (9)$$

Момент від внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні в межах від нейтральної лінії до найбільш стиснутого волокна поперечного перерізу відносно нейтральної лінії

$$M_{c1} = \beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z^2 = 313,5 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (10)$$

Момент від внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні в межах від нейтральної лінії до крайнього найменш напруженого волокна поперечного перерізу відносно нейтральної лінії

$$M_{c2} = f_{cd} \cdot b \cdot (z - h)^2 \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c1,cd}} \right)^k = 0,6 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (11)$$

Момент від зусилля в більш напружених арматурних стержнях відносно нейтральної лінії

$$M_{s1} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \cdot (z - a_{s1}) = 412,8 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (12)$$

Момент від зусилля в менш напружених арматурних стержнях відносно нейтральної лінії

$$M_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (z - d) = 14,2 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (13)$$

Тоді з умови рівноваги моментів внутрішніх зусиль в поперечному перерізі відносно нейтральної лінії знаходимо розходження $\Delta = M_{c1} - M_{c2} + M_{s1} + M_{s2} - N_{ed} \cdot (z - h/2 + e_0) = 0,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Порівняємо отримані результати розрахунку з результатами за попередніми нормами проектування. Вихідні дані для розрахунку приймемо такими самими: $M = 150 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = 2000 \text{ кН}$, $e_0 = M / N = 0,075 \text{ м} = 7,5 \text{ см}$, $b = 20 \text{ см}$, $h = 50 \text{ см}$, клас бетону В20, клас арматури АІІв, $a_{s1} = a_{s2} = 4 \text{ см}$. $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ (дод. 3 [5]), розрахунковий опір арматури на розтяг $R_s = 434,8 \text{ МПа} = R_{sc}$ (рис. 3); $h_0 = h - a$, $h_0 = 46 \text{ см}$, $\omega = 0,85 - 0,008R_b$, $\omega = 0,758$; $\sigma_{sR} = R_s = 434,8 \text{ МПа}$; $\sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа}$ (при $\gamma_{b2} = 1$); тоді $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$, $\zeta_R = 0,567$; $\alpha_R = \zeta_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \zeta_R) = 0,406$; ексцентриситет прикладання поздовжнього зусилля

відносно центру ваги менш напруженої арматури $e = (e_0 + h/2 - a_{s1}) = 28,5 \text{ см}$. Тоді для випадку симетричного армування знаходимо величини: $\delta = \frac{a_{s1}}{h_0} = 0,087$; $\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = 1,890$; $\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0} =$

$1,171$; $\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \alpha_n)}{1 - \delta} = 1,169$; $\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = 0,774$. Тоді площа поперечного перерізу стиснутої арматури $A_{s1} = A_{s2} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)}{1 - \delta} = 18,6 \text{ см}^2$, що практично дорівнює раніше знайдений площі поперечного перерізу, знайдений з використанням деформаційної моделі.

Отримані результати розрахунків і величина розходження з результатами за попередніми нормами свідчать про прийнятність обох методик, перевага відміненої методики – більша простота, перевага нової методики – універсальність з огляду усунення емпірики.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. 166 с.
3. Бабич Є. М., Бабич В. Є., Савицький В. В. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі : рекомендації. Рівне : НУВГП, 2005. 38 с.
4. Бабич В. Є., Савицький В. В. Методичні рекомендації до розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів. Рівне : НУВГП, 2012. 28 с.
5. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс : учеб. для вузов. М. : Стройиздат, 1991. 767 с.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ДЮБЕЛІВ У ТРИШАРОВИХ НІЗДРЮВАТОБЕТОННИХ ПАНЕЛЯХ З НЕМЕТАЛІЧНИМ ЛИСТОВИМ ПОКРИТТЯМ

¹Сурмай М. І., к.т.н., доцент, ¹Демчина Х. Б., к.т.н., ст. викладач
¹Національний університет «Львівська політехніка»

Анотація

У роботі представлено результати експериментального дослідження несучої здатності металевих дюбелів у тришарових ніздрюватобетонних панелях з неметалічним листовим покриттям. Встановлено вплив конструктивних особливостей панелей, наявності склопластикового армування та застосування хімічних анкерів на роботу кріпильних елементів при дії зсувних навантажень. Отримані результати дозволяють удосконалити підходи до проектування вузлів кріплення в легких огорожувальних конструкціях.

Ключові слова: дюбель, ніздрюватий бетон, тришарові панелі, несуча здатність, експериментальні дослідження, кріплення.

Актуальність проблеми

Сучасний розвиток будівельної галузі характеризується активним впровадженням легких огорожувальних конструкцій, зокрема тришарових панелей на основі ніздрюватих бетонів. Такі конструкції забезпечують зменшення власної ваги будівель, підвищення енергоефективності та скорочення термінів будівництва.

Одним із перспективних рішень є тришарові панелі з внутрішнім шаром із пористого бетону та зовнішніми шарами з неметалічних листових матеріалів (гіпсокартон, композити). Однак недостатня дослідженість роботи кріпильних елементів у таких конструкціях обмежує їх широке застосування, особливо при монтажі інженерного обладнання, дверних і віконних систем, підвісних конструкцій.

Особливої уваги потребує оцінка роботи дюбелів при зсуві, оскільки чинні нормативні документи не регламентують чітко межі їх експлуатаційної придатності в подібних умовах.

Мета дослідження

Метою роботи є експериментальне визначення несучої здатності металевих дюбелів у тришарових ніздрюватобетонних панелях з неметалічним листовим покриттям при дії зсувних навантажень, а також оцінка впливу:

- застосування хімічних анкерів;
- наявності склопластикового армування;
- способу встановлення дюбелів (у площині та в торець панелі).

Методика досліджень

Експериментальні дослідження проводились на зразках тришарових панелей розміром 600×150×100 мм. Внутрішній шар виконано з ніздрюватого бетону, зовнішні – з листових матеріалів. Частина зразків була додатково армована склопластиковими сітками.

Було досліджено три серії зразків:

1. **DX-100** – дюбелі, встановлені перпендикулярно до площини панелі з використанням хімічного анкера;
2. **DXa-100 та Da-100** – зразки зі склопластиковим армуванням (з анкером та без нього);
3. **DXp-100** – дюбелі, встановлені паралельно до площини панелі (у торець).

Навантаження прикладалося поступово за допомогою домкрата через металевий кутник. Контроль навантаження здійснювався динамометром, а переміщення дюбелів – індикаторами годинникового типу.

Результати досліджень

В результаті експериментів встановлено:

- Для зразків **DX-100** (з хімічним анкером) руйнування відбувалося при середньому навантаженні $F_u = 0,835$ кН, а гранична напруга змінання становила $F_{cr, k} = 0,118$ кН/см². Переміщення дюбеля при руйнуванні – близько **1,16** мм.
- Для армованих зразків:
 - без анкера (**Da-100**) – $F_u \approx 0,39$ кН;
 - з анкером (**DXa-100**) – $F_u \approx 1,21$ кН, що відповідає $F_{cr, k} = 0,17$ кН/см².

Таким чином, застосування склопластикового армування та хімічних анкерів суттєво підвищує несучу здатність кріплення (рисунок).

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

- Для дюбелів, встановлених у торець панелі (DXp-100), отримано найнижчі показники: $F_u = 0,26 \text{ кН}$, $F_{cr,k} = 0,03 \text{ кН/см}^2$, що свідчить про неефективність такого способу кріплення.

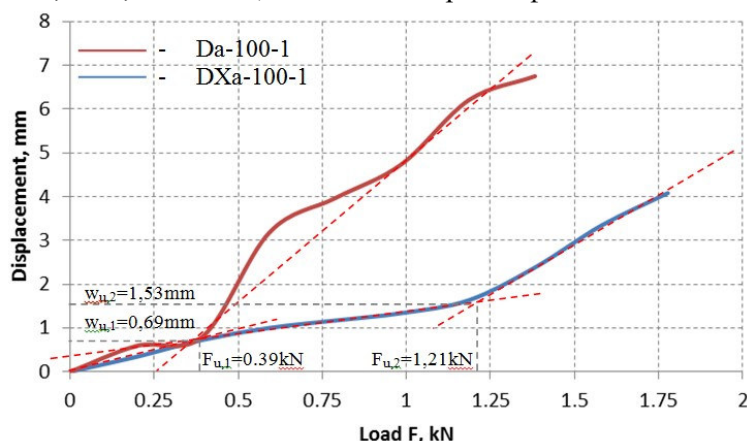


Рисунок. Графіки залежності переміщень дюбелів в панелі товщиною 100 мм зі скло-ластиковим армуванням від прикладеного навантаження

В усіх випадках руйнування супроводжувалося змінанням матеріалу навколо дюбеля та його поступовим зміщенням.

Обговорення результатів

Отримані результати демонструють значну залежність несучої здатності дюбелів від конструктивних особливостей панелей та умов їх встановлення.

Застосування хімічних анкерів забезпечує кращий контакт між дюбелем і матеріалом основи, що підвищує опір змінання. Додаткове армування склопластиковими сітками підвищує жорсткість системи та сприяє більш рівномірному розподілу напружень.

Водночас кріплення в торець частину панелі є найменш ефективним через меншу площу взаємодії та анізотропію матеріалу.

Важливою проблемою є відсутність нормативної бази для оцінки роботи дюбелів при зсуві в таких конструкціях, що ускладнює їх практичне застосування.

Висновки

- Встановлено, що несуча здатність дюбелів у тришарових ніздрюватобетонних панелях із застосуванням хімічних анкерів становить **0,118 кН/см²**.
- Використання склопластикового армування підвищує цей показник до **0,17 кН/см²**, що свідчить про ефективність комбінованого підсилення.
- Кріплення дюбелів у торець панелі є неефективним (до **0,03 кН/см²**) і не рекомендується для відповідальних конструкцій.
- Чинні нормативні документи не регламентують роботу дюбелів при зсуві в подібних системах, що вимагає подальших досліджень і розробки відповідних методик розрахунку.

Практичне значення

Результати дослідження можуть бути використані при проектуванні вузлів кріплення в легких огороджувальних конструкціях, а також при розробці рекомендацій щодо застосування тришарових панелей у будівництві.

Список використаних джерел

- Burchenya S., Vikhot S., Surmai M. and Mishchenko Y. The results of the technical inspection of the production building on Buika street, house 24 in the City of Lviv. *AIP Conference Proceedings*. 2023. Vol. 2949(1). P. 020003. <https://doi.org/10.1063/5.0165906>
- Demchyna B. G., Surmai M. I., Tkach R. O., Hula V. O., Kozak R. P. An analysis of using the method of two-dimensional digital image correlation in glass column research. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2020. Vol. 4(12–106). Pp. 52–59.
- Surmai M. I. Research of wooden beams with nail and toothed joints. *Bulletin of the National University "Lviv Polytechnic" Theory and practice of construction*. Lviv, LP Publishing House, 2013. No. 755. P. 411–416.
- Shydlovskiy Y., Demchyna B., Surmai M. Experimental research of wooden arches. *Journal of Civil, Environmental and Architectural Engineering*. Rzeszow, 2017. Vol. 2, Z. 64, № 3. P. 305–314.

ВПЛИВ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ І ДОВАНТАЖЕНЬ НА ПРОГИНИ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

¹Савицький В. В., к.т.н., доцент,

¹Лозицька В. О., здобувачка вищої освіти
першого (бакалаврського) рівня,

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Залізобетонні нерозрізні збірно-монолітні балки широко використовуються як ригелі в складі плоских перекриттів та покриттів виробничих та цивільних будівель, спеціальних інженерних споруд, в склепінчастих і купольних ребристих перекриттях при великих навантаженнях, в підземних спорудах, а також як багатопролітні підкранові балки [1]. На перекриття та покриття виробничих, громадських, житлових будівель, інженерних споруд, до складу яких входять нерозрізні збірно-монолітні залізобетонні балки, в більшості випадків діють малоциклові повторні тимчасові навантаження, які можна розділити на повторні тривалі і повторні короткочасні [2]. Поставлена така мета роботи: встановити вплив повторних навантажень і довантажень на прогини збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних балок.

Для виготовлення зразків використовували важкий бетон класів С15/20 і С20/25. Для балок першої серії зі стиком над опорою застосовувалась опорна і пролітна арматура класу А500С 2Ø10 мм, стик арматури виконувався з накладками. Використовувалось по два стержні поздовжньої арматури як над опорою, так і в прольотах. Для поперечного армування застосовувався арматурний дріт класу В500 2Ø4 мм з кроком 8 см. Ширина середньої опори становила 15 см. Для балок другої серії застосовувалась опорна арматура класу А500С 1Ø14 мм, стик арматури виконувався за допомогою зварювання з накладками. Встановлювався один стержень опорної арматури діаметром Ø14 мм. Для пролітної арматури також застосовувався один стержень арматури класу А500С Ø14 мм. Поперечне армування виконувалось аналогічно до балок першої серії. Середня опора мала ширину 15 см. Для випробовування двопролітних збірно-монолітних нерозрізних балок у якості силової рами використали гідравлічний прес ПГ – 200, на базі якого була змонтована спеціальна установка. В якості крайніх опор використовували кільцеві динамометри. Між навантажувальною траверсою і верхньою фіксованою плитою преса розташовували гідравлічний домкрат і кільцевий динамометр. Балки випробовували як двопролітні з навантаженням двома зосередженими силами, які прикладалися на відстані 60 см від центра нерухомої опори. Навантаження балок 1Б-1 та 2Б-1 здійснювали одноразово короткочасно до руйнування. Зосереджені сили прикладали ступенями. Балки 1Б-2 і 2Б-2 піддавались повторним короткочасним навантаженням, рівень яких складав приблизно 60% від руйнівного. Навантаження й розвантаження в циклах здійснювали ступенями. На балки 1Б-2 та 2Б-2 кожної серії навантаження повторювалось десять циклів, а на одинадцятому напівциклі вони були довантажені до руйнування. Балки Б-3 кожної серії на дев'ятому й десятому циклах було довантажено до рівня 0,8 від руйнівного, а на одинадцятому доведено до руйнування. Балки 1Б-4, 2Б-4 навантажувались до рівня 0,8 на сьомому і восьмому циклах, а на дев'ятому і десятому циклах рівень навантаження понижався до експлуатаційного. В процесі випробовування балок вимірювались прогини балок під силами за допомогою індикаторів годинникового типу ИЧ-10М з ціною поділок 0,01 мм. Всі балки були доведені до руйнування.

Величини прогинів балки 1Б-1 змінювались пропорційно навантаженню, приріст величини прогинів незначно збільшувався на кожному ступені порівняно з попереднім аж до моменту руйнування. Величина прогинів на циклах навантаження балки 1Б-2 змінювалась наступним чином: на першому циклі прогини збільшувались з незмінно зростаючим приростом. При розвантаженні спостерігались суттєві залишкові величини прогинів, тобто балка не вертається у своє початкове прямолінійне положення. На другому циклі величини прогинів збільшувались практично прямо пропорційно до навантаження, тобто з незмінним приростом. Така зміна величини прогинів спостерігалась аж до останнього циклу, з поступовим збільшенням величин максимальних прогинів та поступовим зменшенням залишкових величин прогинів на циклах від. На циклі руйнування при збільшенні навантаження вище рівня циклового приріст величини прогинів збільшується аж до моменту руйнування, тобто крива прогинів напрямлена увігнутістю до осі прогинів на діаграмі. Зменшення величин максимальних прогинів балки 1Б-2 порівняно з балкою 1Б-1 пов'язане з суттєвим зниженням залишкових величин прогинів на циклах навантаження. Величини прогинів балки 1Б-3 на першому циклі змінювались майже прямо пропорційно навантаженню. При розвантаженні спостерігаються суттєві залишкові величини прогинів. Але вже на другому циклі величини прогинів змінюються практично прямо пропорційно навантаженню,

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

максимальні величини прогинів на циклі значно зменшилися. До п'ятого циклу при збільшенні максимальних величин прогинів зменшуються майже до нуля їх залишкові величини. На циклі довантаження збільшується приріст зростання значень прогинів і виникають суттєві залишкові величин прогинів при розвантаженні. Але вже на наступному циклі довантаження вони різко зменшуються і відновлюється майже лінійна залежність між прогинами та навантаженням. На останньому циклі знову спостерігаємо збільшення приросту величини прогинів від ступеню, що відповідає рівню довантаження, аж до моменту руйнування. Зменшення цих величин порівняно з відповідними для балок 1Б-1 та 1Б-2 пов'язане зі зменшенням залишкових величин прогинів на циклах навантаження та довантаження. Величина прогинів на першому циклі навантаження балки 1Б-4 змінювалась із постійним зростанням приросту на ступенях. При розвантаженні мали місце суттєві залишкові величини прогинів, які на другому циклі різко зменшилися, а залежність між навантаженням та величиною прогинів стала практично лінійною. Також значно зменшилися максимальні значення прогинів. До п'ятого циклу відбувалося повільне зростання максимальних величин прогинів, а залишкові їх значення практично зменшилися до нуля. На циклі довантаження поновилося збільшення приросту величини прогинів, суттєво збільшилося значення залишкового прогину. На наступному циклі довантаження відбулося зменшення максимальних величин прогинів. На циклі навантаження до попереднього рівня після довантаження спостерігалось незначне збільшення значення максимального прогину порівняно з циклом, що передувало довантаженню при майже повній відсутності залишкових прогинів. Отже, довантаження зменшило жорсткість балки. При навантаженні до руйнування відбулося значне збільшення величини приросту прогинів зі ступеню, що відповідає рівню довантаження, до моменту руйнування.

Величини прогинів балки 2Б-1 змінювались зі збільшенням приросту аж до руйнування. Закономірності зміни величини прогинів балки 2Б-2 були такими ж, як і для балок першої серії за відповідного режиму навантаження. До десятого циклу максимальні величини прогинів поступово зростають, а їх залишкові значення зменшуються майже до нуля. Одночасно знижується приріст значень прогинів. На ступенях навантаження вище рівня циклічного і до руйнування спостерігалось збільшення приросту величин прогинів. При руйнуванні максимальні величини прогинів, визначені за екстраполяцією, були меншими, ніж відповідні значення для балки 2Б-1. Це пояснюється впливом повторних навантажень (поступовим зменшенням залишкових величин прогинів на циклах). Величини прогинів балки 2Б-3 змінювались з закономірностями, які спостерігалися в роботі балок першої серії при такому ж режимі навантаження. На другому циклі відбулося різке зменшення максимальних величин прогинів та їх залишкових значень. До п'ятого циклу поступово зменшувався приріст величини прогинів на ступенях, а величини прогинів поступово збільшувались. При довантаженні максимальні і залишкові величини прогинів суттєво зросли. А вже на наступному циклі довантаження вони зменшилися. На останніх ступенях циклу навантаження до руйнування відновилося збільшення приросту величин прогинів. Зменшення величини прогинів пов'язане з впливом повторних навантажень – зменшення залишкових прогинів на циклах навантаження та довантаження. Характер зміни величин прогинів балки 2Б-4 був таким самим, як і для балки попередньої серії при такому ж режимі навантаження. На першому циклі він був практично лінійним. На другому циклі максимальні величини прогинів збільшилися, а залишкові зменшилися. Після довантаження при навантаженні до попереднього рівня величини прогинів дещо збільшилися, тобто жорсткість балки після довантаження зменшилась, залишкові величини прогинів практично не змінилися. На останніх ступенях навантаження до руйнування відновився нелінійний характер зміни величини прогинів.

При повторних навантаженнях рівня 60% від руйнівного на п'ятому-шостому циклах відбувається стабілізація значень прогинів. Повторні навантаження рівня 60% від руйнівного збільшують повні прогини балок на 15–20%. З довантаження до рівня 80% від руйнівного збільшують повні прогини балок на 20–30%.

Список використаних джерел

1. Бабич Є. М., Крусь Ю. О. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень : монографія. Рівне : РДТУ, 1999. 119 с.
2. Бабич Є. М., Крусь Ю. О., Кухнюк О. М. Розрахунок згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень : рекомендації. Рівне : РДТУ, 2001. 31 с.
3. Бабич Є. М., Бабич В. Є., Савицький В. В. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі : рекомендації. Рівне, 2005.
4. Савицький В. В. Експериментальні дослідження роботи збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних балок при дії повторних навантажень. *Будівельні конструкції* : зб. наук. праць. К. : НДІБК, 2003. С. 90–96.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ЗАСТОСУВАННЯ ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ У ВІДНОВЛЕННІ СТІН ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ

¹Казімагомедов Ф. І., к.т.н., доцент
¹ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, м. Харків, Україна

Останні п'ять років значна частина українських міст зазнає обстрілів, що призводить до суттєвих пошкоджень житлового фонду. Найбільших руйнувань зазнали прикордонні міста, зокрема Харків.

Значна частка багатоквартирної житлової забудови м. Харкова зведена за великопанельною системою. Великопанельні будинки (ВПБ) мають ряд переваг (висока міцність, жорсткість, швидкість зведення), але водночас характеризуються застарілим плануванням, яке важко змінити через велику кількість несучих стін.

Під дією вибухової хвилі в таких будинках пошкоджуються окремі конструктивні елементи – стіни, перекриття та зварні з'єднання. Оскільки більшість стін у ВПБ є несучими, навіть локальні ушкодження можуть призвести до суттєвого порушення загальної стійкості споруди.

Найпоширеніший метод відновлення пошкоджених несучих стін – створення металевого каркасу з подальшим оздобленням зовнішнім «теплим фасадом».

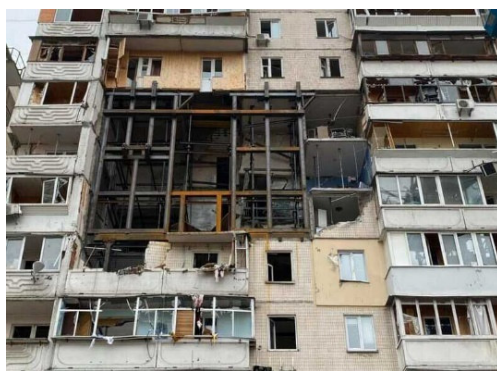


Рисунок. Процес відновлення несучої стіни ВПБ

У процесі такого відновлення металевий каркас забирає частину корисної площі квартири. Тому зменшення перерізу відновлювальних конструкцій при збереженні несучої здатності є актуальною науково-практичною проблемою.

Пропонується замінити традиційні металеві колони на трубобетонні. У результаті утворюється субкаркас з трубобетонних елементів, який виконуватиме роль несучої стіни.

Трубобетон – це сталева труба (переважно круглого перетину), заповнена бетоном. Завдяки тривісному стиску бетон у трубі набуває значно вищих міцнісних характеристик порівняно з класичною сталевією трубою. Це дозволяє зменшити загальний переріз конструкції та отримати додаткову корисну житлову площу квартири.

На сьогодні існує багато методик розрахунку трубобетонних конструкцій – від аналітичних до числових (метод скінченних елементів). Незважаючи на певні відмінності в теорії та вхідних даних, підсумкові результати різних методик дають близькі значення.

Було проведено розрахунок кількох варіантів колон у умовах, максимально наближених до реальних (довжина колони 3 м, бетон С20/25, сталь С245). Результати наведено в таблиці.

Таблиця

Результати розрахунку			
Тип колони	Несуча здатність, кН	Витрати сталі, кг/м	Вага кг
Трубобетон 100x3 □	720–880	9,1	91,9
Трубобетон Ø100x3	850–1050	7,2	72,5
Сталева труба 140x5	780–880	21	62,6

Отримані результати підтверджують, що застосування трубобетонних колон круглого перетину дозволяє суттєво зменшити втрату корисної площі квартири при збереженні або навіть підвищенні несучої здатності порівняно з традиційними металевими рішеннями.

МЕТОДИ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВІДНОВЛЕННІ БУДІВЕЛЬ, ПОШКОДЖЕНИХ УНАСЛІДОК ВИБУХІВ

¹Роговий С. І., д.т.н., професор

¹Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

У сучасних умовах значної актуальності набуває проблема відновлення будівель і споруд, пошкоджених унаслідок вибухових впливів. Істотну частку зруйнованих будівель становлять збірні залізобетонні будинки. Незважаючи на вік, ці будинки продовжують забезпечувати житлом сотні тисяч людей та залишаються ключовим елементом житлового фонду регіону. Проте їхнє відновлення після ударних та вібраційних навантажень - складне інженерне завдання. Конструктивні особливості таких будівель, включаючи вузли з'єднання, типові панельні елементи та обмежена несуча здатність стиків, вимагають особливого підходу. Розробка та реалізація методик підсилення конструкцій з урахуванням сучасних технологій, конструктивних особливостей будівель даного типу та особливостей експлуатації значно підвищують загальну ефективність відновлювальних робіт. Важливим соціальним аспектом є збереження соціальної значущості поставленого завдання. Помилки в діагностиці та виборі методів ремонту можуть призвести до зниження міцності, зменшення терміну експлуатації та невідповідності сучасним вимогам безпеки.

Ударна хвиля, що виникає під час вибуху, створює короткочасні, але надзвичайно інтенсивні динамічні навантаження, які можуть призводити до часткового або повного руйнування конструктивних елементів будівель. Найбільш уразливими в таких умовах є несучі залізобетонні конструкції, що сприймають основні навантаження та забезпечують просторову жорсткість будівлі. Вибухові навантаження суттєво відрізняються від статичних або звичайних експлуатаційних навантажень. Вони характеризуються високою швидкістю наростання тиску, короткою тривалістю дії та складним характером розповсюдження ударної хвилі. У результаті такого впливу виникають різні види пошкоджень: утворення тріщин у бетоні, відшарування або руйнування захисного шару, деформації та оголення арматури, локальні відколювання бетону, порушення вузлів з'єднання конструкційних елементів, а інколи і прогресуюче руйнування окремих частин будівлі.

Технологічні підходи до відновлення передбачають використання сучасних методів ремонту та посилення пошкоджених елементів. Основними напрямками є відновлення після динамічного впливу (удари, вибухові та вібраційні навантаження) та термічний вплив. Серед найбільш поширених методів можна виділити ін'єкцію тріщин і порожнин полімерними складами для відновлення цілісності конструкцій; заміну чи відновлення пошкоджених ділянок бетону з використанням високоміцних ремонтних складів; влаштування додаткових несучих елементів для перерозподілу навантажень. Особлива увага приділяється прискореному твердінню бетону та швидкому набору міцності, що мінімізує термін відновлення. Ці підходи забезпечують надійність, довговічність та приведення відновлених конструкцій у відповідність до сучасних вимог.

Одним із рішень недостатньої несучої здатності конструкції або її частини є будівництво нової конструкції. Це може призвести до тривалого процесу, високих витрат і, певною мірою, до марнування матеріалів. Іншим варіантом є продовження терміну служби конструкції, збільшення її несучої здатності, зменшення деформації та обмеження поширення тріщин за допомогою одного з багатьох методів посилення конструкції. Обраний метод має бути достатньо ефективним, надійним та одночасно економічно вигідним.

Пошкодження залізобетонних конструкцій унаслідок вибуху можуть мати як локальний, так і системний характер. Найчастіше пошкоджуються плити перекриття, ригелі, балки та колони каркаса будівлі. При цьому спостерігається зниження несучої здатності конструкцій, збільшення прогинів, розвиток тріщин і порушення роботи арматури. Виникає необхідність проведення інженерних заходів, спрямованих на відновлення або підвищення експлуатаційної надійності конструкцій.

Першим етапом відновлення пошкоджених будівель є проведення комплексного технічного обстеження. Воно включає візуальну оцінку стану конструкцій, інструментальні методи контролю, визначення фізико-механічних характеристик матеріалів та розрахункову оцінку залишкової несучої здатності елементів. На основі отриманих результатів визначається доцільність відновлення конструкцій та обираються раціональні методи їх підсилення. У сучасній будівельній практиці застосовують різні методи підсилення, які умовно можна поділити на традиційні та інноваційні.

До традиційних методів належить збільшення поперечного перерізу конструкції шляхом улаштування додаткового шару бетону з новим армуванням. Цей метод дозволяє суттєво підвищити несучу

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

здатність балок, колон і плит перекриття, що зазнали пошкоджень унаслідок вибухових впливів. Перевагою є висока надійність та довговічність, однак він пов'язаний із збільшенням маси конструкції та значними трудовими витратами.

Існують різні методи та прийоми посилення колон. Вибір методу та матеріалу залежить від конкретних умов навантаження колони, а також від агресивності або умов навколишнього середовища та просторових можливостей. Для зміцненні тонких колон пропонується використання стрічок з вуглецевого волокна, армованого полімером (CFRP), скріплених у канавки як арматура, що монтується близько до поверхні (NSMR). Цей метод зміцнює колони без значного збільшення поперечного перерізу, використовуючи матеріали, які не схильні до корозії та можуть забезпечити тривалішу довговічність навіть без товстих захисних шарів [1].

Ефективним способом підсилення колон є збільшення поперечного перерізу за допомогою нового бетону та сталевих облицювання, що ефективно підвищує міцність та жорсткість колон. Такий метод широко застосовується при відновленні каркасних будівель, де пошкодження колон може призводити до втрати стійкості всієї конструктивної системи. Однак це вимагає збільшення площі поперечного перерізу, що зменшує відстань між елементами та додає більше ваги конструкції. Методи потребують більше праці та часу для виготовлення арматури та опалубки.

Для підсилення балок і ригелів часто використовують сталеві накладки або додаткові металеві елементи. Сталеві профілі або листи кріпляться до поверхні конструкції та сприймають частину навантаження, що дозволяє відновити її несучу здатність. Основною перевагою цього методу є відносна простота монтажу та можливість швидкого виконання робіт у процесі реконструкції будівлі.

Останніми роками все більшого поширення набувають інноваційні методи підсилення із застосуванням композитних матеріалів на основі вуглецевих або скляних волокон. Такі матеріали мають високу міцність, малу масу та значну стійкість до корозії. Підсилення здійснюється шляхом приклеювання композитних стрічок або тканин до поверхні конструкції за допомогою спеціальних полімерних складів. Застосування композитних систем є особливо доцільним під час відновлення будівель, пошкоджених вибухами, оскільки дозволяє виконувати підсилення без значного збільшення маси конструкції та без суттєвого втручання у їх геометрію [2].

Особливу увагу слід приділити багатопверховим спорудам, які зазнали руйнувань у міській забудові. Монолітні залізобетонні каркаси можливо активно відновлювати за допомогою новітніх технологій, зокрема за рахунок використання попередньо напружених арматурних канатів. Це дає змогу відновити початкові характеристики конструкцій, значно підвищити їх стійкість до ударних навантажень та вібрацій, що можуть виникати під час подальших бойових дій [3. С. 42].

Ще одним ефективним методом є використання зовнішнього попереднього напруження. Суть цього підходу полягає у створенні додаткових стискаючих зусиль у конструкції за допомогою натягнутих сталевих канатів або високоміцних стрижнів. Завдяки цьому зменшується розтяг у небезпечних перерізах і підвищується тріщиностійкість конструкції. Такий метод є ефективним для підсилення балок і плит перекриття великих прольотів.

Важливим аспектом відновлення будівель після вибухових пошкоджень є не лише відновлення початкової несучої здатності конструкцій, але й підвищення їх стійкості до можливих повторних динамічних навантажень. У зв'язку з цим у сучасній практиці часто застосовують комбіновані системи підсилення, які поєднують кілька технологічних рішень. Наприклад, нарощування перерізу може доповнюватися використанням композитних матеріалів або сталевих елементів, що дозволяє підвищити ефективність підсилення.

Таким чином, підсилення залізобетонних конструкцій є важливим інструментом відновлення будівель, пошкоджених унаслідок вибухів. Використання сучасних інженерних підходів і новітніх матеріалів дозволяє забезпечити необхідний рівень міцності, жорсткості та довговічності конструкцій. Подальший розвиток досліджень у цьому напрямі пов'язаний із удосконаленням методів діагностики пошкоджень, оптимізацією конструктивних рішень підсилення та впровадженням інноваційних технологій реконструкції будівель.

Список використаних джерел

1. Ján Pecka, Katarína Gajdošová. The effect of preloading on carbon fibre reinforced polymers strengthened concrete columns. *Structures*. 2025. Vol. 79. P. 109530. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.109530>.
2. Rudnieva I. Comparative analysis of strengthening of building structures using FRP-materials and traditional methods during reconstruction. *Strength of Materials and Theory of Structures*. 2020. № 105. С. 267–291.
3. Сморгалов Д., Винокур В. Методи розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій із застосуванням попередньо напружених канатів з використанням програмних комплексів. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2024. Вип. 15. С. 41–53. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.41-53>

ПОСИЛЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

¹Тімченко Р. О., д.т.н., професор, ¹Крішко Д. А., к.т.н., доцент, ¹Настич О. Б., к.т.н., доцент,
¹Ворошилов А. П., магістрант, ¹Бабін М. Ю., магістрант
¹Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг, Україна

Деревина – один із найстаріших будівельних матеріалів. З часом, дерев'яні, як і будь-які інші конструкції стають непридатними і виникає необхідність у реконструкції таких будівель. При реконструкції об'єктів культурної спадщини стоїть завдання як повернути будівлі необхідну міцність і несучу здатність, а також зберегти зовнішній вигляд. Однак, останнім часом потрібно зберегти не тільки зовнішній фасад, але і більшу частину внутрішніх конструкцій. Внаслідок цього при реконструкції може виникнути ситуація, коли деякі конструкції необхідно посилити. Приводами для посилення конструкцій можуть стати: непридатність конструкції до експлуатації (аварійний стан); збільшення навантажень, що припадають на конструкції; зміна функціонального призначення будівлі; зміни в нормативних документах. Найбільш поширеною причиною аварійного стану конструкцій із дерева є порушення вимог експлуатації. До біологічних уражень деревини найчастіше призводить порушення температурно-вологісного режиму.

Іншим найпоширенішим порушенням є збільшення навантажень на конструкції, в результаті ремонтів, експлуатації обладнання та багато іншого, на що дерев'яні конструкції не були розраховані. Таке порушення призводить до тріщин та розривів у дерев'яних конструкціях. При зміні функціонального призначення будівлі також змінюються і нормативні значення навантажень, внаслідок чого виникає необхідність у посиленні конструкцій.

Великий вплив на несучу здатність дерев'яних конструкцій надають і різні вади деревини. Найпоширенішими з них є сучки та тріщини. Клеєні дерев'яні конструкції частково вирішують деякі проблеми, пов'язані з вадами деревини, однак, у них є і свої дефекти, що негативно впливають на здатність несучих конструкцій. Такі дефекти відносяться до технологічних та експлуатаційних. До технологічних дефектів належать непоклеєння, неякісна обробка заготівель, недотримання температурно-вологісного режиму при виробництві. До експлуатаційних – зниження вологості чи підвищення температури у приміщенні, де такі конструкції експлуатуються. Всі ці дефекти призводять до появи тріщин та розшарування клеєної конструкції.

У всіх випадках зменшення несучої здатності дерев'яних конструкцій одним із шляхів їх відновлення та підвищення несучих характеристик є їх посилення різними методами. В даний час існує велика кількість різних методів посилення дерев'яних конструкцій. Основні вимоги до посилення конструкцій: необхідність забезпечити належну несучу здатність, довговічність та надійність; забезпечення спільної роботи конструкції, що підсилюється та підсилюючих елементів; недопущення зміни центру тяжіння основного перерізу та порушення центрування у вузлах.

Основною умовою посилення конструкцій є відсутність навантажень на елементи, це означає, що посилення дерев'яних елементів слід виконувати на розвантажених конструкціях, без тимчасових навантажень (снігових і технологічних).

Виділяються 2 типи посилення:

1. Без зміни схеми роботи – використовується лише у момент локальних пошкоджень конструкцій;
2. Зміна схеми роботи, яка використовує додаткові елементи зміцнення конструкцій.

Найпершим методом посилення дерев'яних конструкцій є збільшення площі поперечного перерізу. Це один із найпоширеніших методів у малоповерховому будівництві через свою простоту. Метод полягає в найпростішому нарощуванні перерізу шляхом додавання додаткових елементів (пристрій накладок на болтах або клеєцвяхового запресування).

Також є метод непрямого посилення чи зміни умов експлуатації. Даний метод полягає у використанні запасів характеристик міцності елементів. Проводиться більш точний розрахунок фактично діючих навантажень і фактичної несучої здатності дерев'яних елементів. Обмежуються технологічні навантаження – обладнання замінюється на більш сучасне і легке, обмежуються тимчасові снігові навантаження – найчастіше і ретельне очищення покриттів.

Можливе встановлення додаткових підпірних елементів для розвантаження конструкцій. Однак, даний метод не користується особливою популярністю бо має свою обмеженість у застосуванні, або використовується як тимчасові заходи для посилення конструкцій.

Для посилення місцевих дефектів дерев'яних конструкцій використовують метод місцевого по-

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

силення. Він полягає у влаштуванні накладок, що перекривають різні ослаблення в елементах, або влаштуванні сталевих протезів в опорних вузлах конструкцій. Даний метод використовується при механічних ослабленнях балки, надривах волокон або місцевому розшаруванні клеєних дерев'яних конструкцій. Також цей метод використовується при глибокому гнитті деревини, коли необхідно видалити уражену ділянку, на її місце вставити елемент здорової деревини, а ослаблений перетин посилити накладками.

Одним із найбільш ефективних методів посилення дерев'яних елементів є зміна статичної схеми роботи конструкції. Метод полягає у влаштуванні додаткових опор та підкосів, введенні додаткових зтяжок та стрижнів, установці додаткових зв'язків, перетворення нерозрізних систем на розрізні та навпаки. Однак, цей метод обмежується наявністю вільного простору під конструкцією, що посилюється.

Посилення дерев'яних конструкцій поділяються на такі види:

1. Армування дерев'яних конструкцій. Армування дерев'яних конструкцій є посилення дерев'яних конструкцій за допомогою стрижнів або напівкаркасів, які являють собою поздовжні стрижні арматури, приварені до поперечних, які у свою чергу запобігають частковому або повному руйнуванню конструкції. Армування допомагає знизити повзучість, і скоротити вплив пошкоджень деревини на несучу здатність. Армування дерев'яних конструкцій має як позитивну, так і негативну сторони.

Основними мінусами є: гниття деревини у місцях посилення; різниця реакції дерев'яних та металевих елементів на зміну температурно-вологісного режиму; спалювання деревини.

Основними плюсами є: збільшення терміну служби конструкції; зниження повзучості конструкції; спрощення монтажу та реконструкції дерев'яної конструкції; зниження навантаження на дерев'яну конструкцію.

Цей вид допомагає розвантажити дерев'яну конструкцію, тим самим зменшуючи деформацію, частина навантаження припадатиме на армоване посилення, що дозволить збільшити термін служби конструкції.

2. Посилення дерев'яними та металевими накладками. Даний вид має на увазі зміцнення конструкцій у таких випадках: незадовільний стан; зменшення несучої здатності; зміни, які спричинять збільшення ваги на перекриття.

Дерев'яні накладки не вимагають зміни умов експлуатації та застосовуються тільки на пошкоджену ділянку. Металеві накладки також не потребують змін умов експлуатації. У момент експлуатації дерев'яні накладки можуть бути замінені на металеві, тільки в той момент, коли область пошкодженої ділянки збільшилася.

3. Протезування. Даний вид застосовується при глибокому та великому за площею гнильному ураженні опорних частин балок. Протези можуть бути як дерев'яні, так і металеві.

Вуглеволокно – досить новий вид матеріалу, який ще не застосовується у великих масштабах. Вуглеволокно в дерев'яному будівництві застосовується найчастіше посилення дерев'яних балок як зовнішнього армування. Основною перевагою використання матеріалів на основі вуглеволокна у дерев'яному будівництві є: мала вага, міцність, екологічність, стійкість до хімічних середовищ, тривалий термін служби дерев'яних конструкцій, використання як бондажі.

Вуглеволокно сприяє збільшенню міцності, деформаційних та експлуатаційних характеристик, що сприятиме збільшенню терміну служби дерев'яних конструкцій.

Вуглеволокно в дерев'яному будівництві здатне підвищити: міцність; довговічність; стійкість до корозії; економія витрат на будівництво та експлуатації.

Як і будь-який інший матеріал, вуглецеве волокно, поруч із усіма своїми перевагами, має і ряд недоліків. Основними недоліками вуглеволокна є:

1. Вартість. Цінова політика матеріалу формується, виходячи з якості сировини, з енерговитратності та трудомісткості, що витрачаються на виробництво матеріалу;

2. Процес виробництва. У період виробництва вуглеволокна витрачається досить багато відходів. У цьому недоліку мається на увазі, що переробка досить складна і потрібні додаткові ресурси, але також після переробки вуглеволокна перероблений продукт має меншу міцність;

3. Слабко розвинена переробка. Нині досить слабо розвинене виробництво матеріалів із продуктів переробки вуглеволокна.

В даний час налічується велика кількість будівель і споруд, що містять у собі дерев'яні конструкції та елементи. Необхідність посилення даних конструкцій виникає як у старих будинках, що представляє собою пам'ятки архітектури, так і в сучасних будівлях, які потребують посилення дерев'яних конструкцій з тих чи інших причин. Серед усієї різноманітності варіантів посилення дерев'яних конструкцій, найбільш сучасним та ефективним є посилення за допомогою вуглецевих стрічок.

ЕФЕКТИВНІСТЬ КОМБІНОВАНИХ ФІБРОБЕТОНІВ В АГРЕСИВНИХ СЕРЕДОВИЩАХ

¹Поліщук О. М., аспірант, ¹Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доцент

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

У сучасному дорожньому будівництві забезпечення довговічності бетонних конструкцій залишається одним із пріоритетних завдань, що безпосередньо пов'язане з їхньою стійкістю до впливу агресивних середовищ. Встановлено, що ключовими чинниками, які визначають експлуатаційну довговічність бетону, є його щільність та проникність, причому їхній вплив часто є більш суттєвим, ніж тип використаного цементу. Зменшення проникності структури бетону обмежує міграцію агресивних агентів у цементний камінь, що створює передумови для підвищення корозійної стійкості матеріалу та забезпечення його надійності в умовах тривалої експлуатації, зокрема при відновленні та підсиленні пошкоджених конструкцій.

Одним із ефективних напрямів підвищення стійкості бетону є модифікація його внутрішньої структури за рахунок дисперсного армування. Використання фібрового армування, зокрема комбінованого (сталевий та поліпропіленовий фібри), забезпечує зниження інтенсивності тріщиноутворення, ущільнення структури цементного каменю та стримування розвитку мікрodefектів, які є основними каналами проникнення агресивних середовищ [1; 2; 3]. У результаті полідисперсного армування розглядається як ефективний інструмент підвищення тріщиностійкості, щільності та міцнісно-деформативних характеристик бетону, що є актуальним при відновленні та підсиленні пошкоджених будівельних конструкцій у складних експлуатаційних умовах [4].

Важливу роль у формуванні довговічності та стійкості бетону до дії агресивних середовищ відіграє правильний вибір в'язучого. Оскільки цемент є основним структуроутворювальним компонентом бетонної суміші, його мінералогічний склад, тонкість помелу та хімічна активність значною мірою визначають процеси гідратації, формування структури цементного каменю та його експлуатаційні властивості [5]. Здатність цементу протистояти корозійним впливам, зокрема сульфатній та вуглекислотній агресії, безпосередньо впливає на швидкість деградації матеріалу. У зв'язку з цим оптимізація складу в'язучого є одним із ключових чинників забезпечення підвищеної довговічності бетону.

У межах роботи виконано експериментальну оцінку міцності та корозійної стійкості бетонів із різними варіантами дисперсного армування. Для дослідження були виготовлені зразки на основі двох видів портландцементу ПЦ І-500 та ПЦ ІІ-А/Ш-500, які відрізнялися типом і комбінацією армувальних волокон. До складу досліджуваних серій входив контрольний бетон без фібри, а також бетони з дисперсним армуванням поліпропіленовою фіброю типу MicroArm довжиною 20 мм, сталевий анкерний фіброю Стальканат 50 мм (HE 50/0,9). Окрему групу становили комбіновано армовані склади із застосуванням поліпропіленової фібри у поєднанні зі сталевий анкерний фіброю. Після стандартного періоду твердіння зразки піддавали експозиції в агресивних середовищах, після чого через 6 та 12 місяців визначали їх фізико-механічні характеристики з метою оцінювання змін міцності та ваги для визначення корозійної стійкості [6].

Дослідження виконувалися в умовах, що моделюють різні типи агресивного впливу, зокрема кисле (рН=3), слабкисле (рН=5), нейтральне (рН=7) та лужне (рН=13) середовища. Такий підхід дозволив оцінити зміну міцнісних характеристик бетонів у різних за агресивністю умовах експлуатації, що є важливим для прогнозування довговічності матеріалів. На основі результатів випробувань на стиск, отриманих для зразків, витриманих у водному та агресивних середовищах, побудовано графічні залежності, що характеризують вплив агресивного середовища на зміну міцності бетонів із різними типами дисперсного армування.

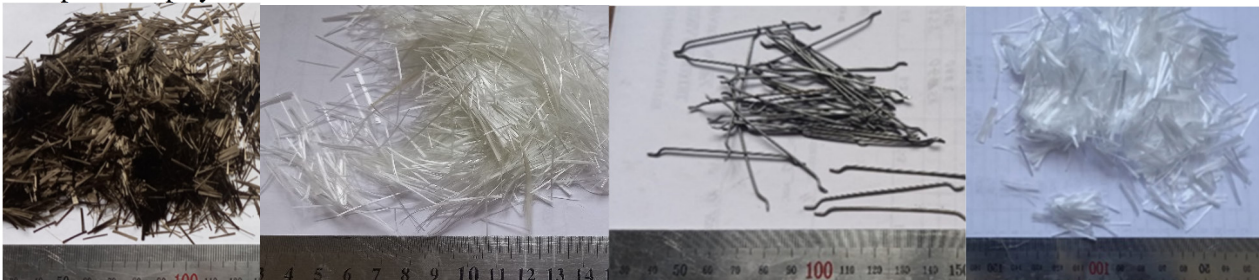


Рис. 1. Фіброве армування бетону: базальтова, скляна, сталевий та поліпропіленовий фібра

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

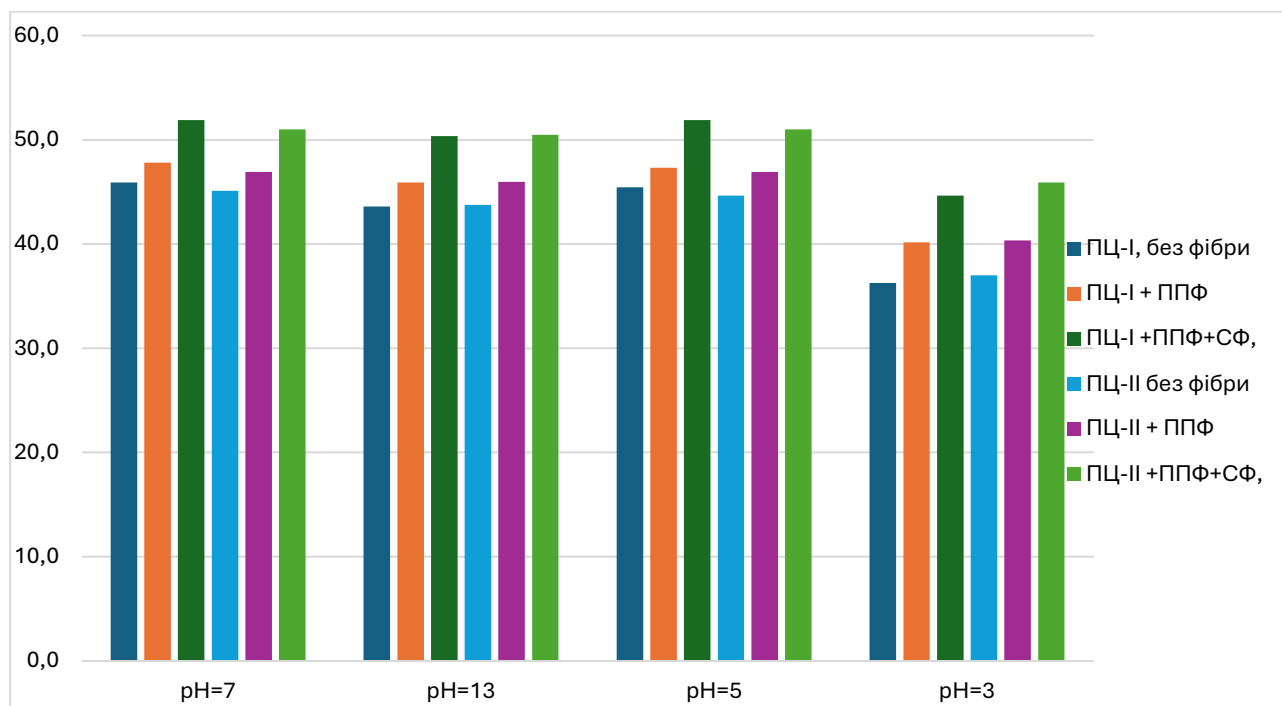


Рис. 2. Міцність на стиск бетонів різних складів під дією різних агресивних впливів після 12 місяців витримки, МПа

У водному середовищі комбіноване армування забезпечує найвищі показники міцності порівняно як із використанням поліпропіленової, демонструють помірне підвищення міцності за рахунок покращення мікроструктури бетону. Для неармованого бетону зниження міцності на стиск становить близько 24% після 6 місяців та до 36% після 12 місяців витримання. Використання поліпропіленової фібри дозволяє зменшити ці показники до 20–22% та 26–31% відповідно. Поліпропіленова фібра також сприяє підвищенню довговічності, кращу стійкість у агресивних середовищах завдяки вищій хімічній стабільності. Найбільш ефективними залишаються комбіновано армовані бетони при оптимальному вмісті різних типів фібри, для яких зниження міцності становить близько 20% після 6 місяців та 26% після 12 місяців, що підтверджує їх підвищену стійкість до агресивного впливу. Підвищення корозійної стійкості фібробетонів пояснюється стримуванням розвитку тріщин, зниженням водопоглинання та ущільненням структури цементного каменю. Поліпропіленова фібра забезпечує хімічну інертність, підвищує щільність і однорідність структури, покращує тріщиностійкість і довговічність у складних умовах експлуатації. Саме поєднання різних типів фібри створює синергетичний ефект, що забезпечує максимальну ефективність. Отримані результати підтверджують доцільність застосування комбінованого дисперсного армування як найбільш ефективного способу підвищення міцності та довговічності бетонів, що експлуатуються в умовах агресивних впливів.

Список використаних джерел

1. Kroviakov S., Kryzhanovskiy V., Hedulian D. Comparison of the corrosion resistance of fiber-reinforced concrete with steel and polypropylene fibers in an acidic environment. *Construction Materials*. 2025. Vol. 5, no. 1. С. 6. <https://doi.org/10.3390/constrmater5010006>.
2. Kazemi M. T., Fazileh F., Ebrahimezhad A. The effect of steel fibers on mechanical properties of concrete. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 233. P. 117289.
3. Arslan M. E. Effects of basalt and glass chopped fibers addition on fracture energy and mechanical properties of ordinary concrete. *Construction and Building Materials*. 2016. Vol. 114. P. 383–391.
4. H. Z. Hassan and N. M. Saeed. Fiber reinforced concrete: a state of the art. *Discover Materials*. 2024. Vol. 4, no. 1. P. 101.
5. ДСТУ 8858:2019. Суміші цементобетонні дорожні та цементобетон дорожній. Технічні умови [Чинний від 2020-07-01]. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 16 с.
6. Polishchuk O., Zatiuk Y., Fursovych M., Supruniuk V., Romaniuk V. Combined Reinforcement as a Means of Increasing the Durability of Rigid Pavement. *MSF*. 2025. Vol. 1170. P. 75–79. URL: <https://doi.org/10.4028/p-bqtxa8>

КОНТАКТНА ВЗАЄМОДІЯ СИСТЕМИ «ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – БУДІВЛЯ» ДЛЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

¹Тімченко Р. О., д.т.н., професор, ¹Крішко Д. А., к.т.н., доцент, ¹Бихно В. О., аспірант
¹Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг, Україна

У висотному будівництві надійність системи визначається не лише несучою здатністю ґрунтової основи, а й характером сумісної роботи всієї системи «основа – фундамент – будівля». Для таких будівель критичними є не тільки абсолютні осідання, а насамперед їх нерівномірність, оскільки саме вона зумовлює зміну опорних умов, перерозподіл зусиль у вертикальних елементах і впливає на жорсткісну роботу каркаса. У сучасних дослідженнях показано, що вибір моделі основи та типу фундаменту доцільно пов'язувати з оцінюванням контактних тисків, осідань, деформаційної сумісності та силових наслідків для надземної частини будівлі [3; 4].

Метою є узагальнення інженерного підходу до оцінювання контактної взаємодії системи «основа – фундамент – будівля» для висотних споруд з урахуванням впливу нерівномірних осідань на жорсткісні характеристики каркаса. Дослідження має оглядово-аналітичний та інженерно-методичний характер і ґрунтується на зіставленні моделей ґрунтової основи, нормативних підходів і практичної послідовності прийняття проектного рішення. У межах авторського узагальнення, виконаного на основі порівняльного аналізу, запропоновано каскадну послідовність переходу від спрощених моделей до розрахунку методом скінчених елементів системи «основа – фундамент – будівля» [1]. Такий підхід дає змогу послідовно перейти від попередньої оцінки контактної роботи фундаменту до остаточного розрахунку та просторової перевірки деформаційної сумісності та силових наслідків для каркаса.

Практична доцільність такого методу полягає у можливості своєчасно виявляти ситуації, за яких спрощене фундаментне рішення вже не забезпечує належної сумісної роботи системи «основа – фундамент – будівля». Це створює підґрунтя для більш обґрунтованого вибору між плитним, пальовим і плитно-пальовим фундаментами ще на стадії проектного опрацювання.

Важливою перевагою такого підходу є можливість узгодженого переходу від геотехнічної оцінки до конструктивної інтерпретації результатів. У практиці висотного проектування це означає, що розрахунок фундаментної системи не повинен завершуватися лише перевіркою контактної тиску або абсолютних осідань. Отримані деформаційні показники мають бути додатково інтерпретовані з позицій їх впливу на просторову роботу каркаса, насамперед на колони, стіни та вузли нижніх поверхів. Саме такий перехід від контактної задачі до перевірки силових наслідків нерівномірних осідань і становить один із ключових практичних результатів виконаного узагальнення [2].

У межах запропонованого підходу спрощені моделі ґрунтової основи доцільно використовувати на етапі попереднього відбору варіантів фундаментних рішень, тоді як двопараметричні, напівконтинуальні та просторові моделі є більш придатними для уточненої перевірки нерівномірних осідань, кутових деформацій і деформаційної сумісності системи. Інженерний зміст такого переходу полягає в тому, що зі зростанням складності моделі уточнюється не лише числова оцінка поля осідань, а й прогноз додаткових зусиль у колонах, стінах та інших вертикальних елементах каркаса. Саме тому для висотних будівель визначальними показниками слід вважати нерівномірність осідань і кутову деформацію, а не тільки середнє або максимальне осідання [1; 4].

Порівняльний аналіз нормативних підходів дає підстави вважати, що для української практики доцільним є поєднання обов'язкового розрахунку будівлі згідно чинних будівельних норм з використанням окремих прикладних елементів китайських норм JGJ 3-2010 у частині стадійного аналізу, оцінки додаткових зусиль від осідань і моніторингу поведінки фундаментної системи [2; 5; 6]. Такий підхід не вимагає змін нормативної бази, а може застосовуватись як методичне підсилення під час проектування та науково-технічного супроводу висотних об'єктів у складних інженерно-геологічних умовах.

За результатами узагальнення доцільно використовувати каскадну послідовність інженерного аналізу: попередня оцінка за спрощеною моделлю, уточнення за моделями Пастернака або Власова, а далі – просторова числова перевірка системи «основа – фундамент – будівля». Така схема дає змогу послідовно переходити від швидкого відбору варіантів до обґрунтованого вибору між плитним, пальовим і плитно-пальовим фундаментами. Практичне значення цього підходу полягає у зниженні ризику прийняття проектних рішень, у яких допустимі за абсолютними осіданнями варіанти виявляються неприйнятними за деформаційною сумісністю або за додатковими зусиллями у каркасі [1; 3; 4]. На Рис. 1 зображено запропонований алгоритм розрахунку контактної взаємодії системи «основа – фундамент – будівля» для висотних будівель.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва



Рисунок. Алгоритм розрахунку контактної взаємодії системи «основа – фундамент – будівля» для висотних будівель

Запропонована послідовність є зручною не лише для розрахункового обґрунтування проекту, а й для практичного супроводу прийнятого рішення на різних стадіях життєвого циклу об'єкта. На стадії проектування вона дає змогу зіставити варіанти фундаментних систем за єдиною логікою оцінювання; на стадії будівництва – уточнювати розрахункові припущення за результатами моніторингу; на стадії експлуатації – використовувати її як основу для перевірки прийнятих рішень у разі зміни інженерно-геологічних або навантажувальних умов. У цьому полягає практична цінність інтегрованого розгляду системи «основа – фундамент – будівля» саме для висотних споруд [3; 4].

Отже, для висотних будівель оцінювання контактної взаємодії фундаментних конструкцій з основою доцільно виконувати в межах інтегрованої схеми «основа – фундамент – будівля», у якій контактні тиски, осідання, нерівномірність деформацій і силові наслідки для каркаса розглядаються як взаємопов'язані показники. Подальші дослідження доцільно спрямувати на підтвердження запропонованого алгоритму на натурних і розрахунково-експериментальних даних, а також на уточнення критеріїв вибору фундаментної системи за показниками деформаційної сумісності та силових наслідків нерівномірних осідань [3; 4].

Список використаних джерел

1. Dutta A. K., Bandyopadhyay D., Mandal J. J. Modified Vlasov modeling of a circular raft on elastic foundations using higher-order finite element. *Scientific Reports*. 2025. Vol. 15. Article 40414. DOI: 10.1038/s41598-025-05147-1.
2. JGJ 3-2010. Technical Specification for Concrete Structures of Tall Buildings. 2010.
3. Leppla S., Norkus A., Karbočius M., Gribniak V. Design and Numerical Analysis of a Combined Pile-Raft Foundation for a High-Rise in a Sensitive Urban Environment. *Buildings*. 2025. Vol. 15, No. 16. Article 2933. DOI: 10.3390/buildings15162933.
4. Xiao J., Guo D., Wang Q., Gao X., Sun J. Deviation rectification of a high-rise building with piled raft foundation: a case study. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Forensic Engineering*. 2023. Vol. 176, No. 1. P. 22–32. DOI: 10.1680/jfoen.21.00036.
5. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. 2018. Київ : Мінрегіон України, 2018. 36 с.
6. ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення. 2019. Київ : Мінрегіон України, 2018. 53 с.

ОПТИМІЗАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОГО КОНСТРУКТИВНОГО РІШЕННЯ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ

¹Тімченко Р. О., д.т.н, професор, ¹Крішко Д. А., к.т.н., доцент, ¹Сахно С. І., к.т.н., доцент,

¹Козаріз В. Я., к.т.н., доцент, ¹Слободянюк Н. О., магістрант

¹Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг, Україна

Будівельна галузь характеризується високим рівнем конкуренції між учасниками ринку житлового будівництва, що визначає потребу у зниженні як собівартості об'єкта будівництва, так і витрат у процесі його експлуатації. Ситуація посилюється наявністю великої кількості будівель, що мають термін експлуатації від 30 до 50 років і тому не відповідають сучасним вимогам щодо енергетичної ефективності об'єктів будівництва, що надає величезний вплив на величину експлуатаційних витрат.

Виділяють три основні принципи, на яких мають ґрунтуватися заходи щодо енергозбереження.

Перший принцип включає вирішення завдань створення в житлових будинках необхідного мікроклімату. Відповідно до цього принципу основним критерієм зовнішньої оболонки будівлі є опір теплопередачі всіх видів захисних конструкцій. Як показують дослідження, у будинках 6-ти і більше поверхів, побудованих за старими нормативами, цей параметр менший за необхідний на сьогоднішній день.

Другий принцип визначає вимоги до реалізації енергозбереження у будинках. Як основний показник другого принципу виступає показник питомої потреби в тепловій енергії. У цьому випадку вся сукупність систем опалення будівлі повинна забезпечувати річні енерговитрати не більше необхідного за нормативами рівня на 1 м² площі, що опалюється. Результати розрахунку питомих енергетичних характеристик для будівель підвищеної поверховості показали, що практично всі будівлі підвищеної поверховості, побудовані до 2000 р., мають «низький» та «дуже низький» класи енергоефективності.

Третій принцип енергозбереження у житловій сфері визначає вимоги щодо вибору доцільного технічного варіанту підвищення теплозахисту будівлі. Вибір варіанту підвищення теплозахисту будівлі зумовлює необхідність здійснення наступних етапів реалізації. Спочатку встановлюються можливі інженерні рішення щодо підвищення теплозахисту, згідно з основними показниками першого та другого принципів. Потім, ґрунтуючись на економічних показниках, визначається економічна ефективність прийнятих рішень.

Зниження експлуатаційних витрат стосовно об'єкта будівництва на стадіях реконструкції в сучасних умовах забезпечується за допомогою розробки та реалізації різних конструктивних рішень, що передбачають у тому числі забезпечення високих показників енергетичної ефективності зазначеного об'єкта за рахунок застосування у складі відповідних конструкцій теплоізоляційних матеріалів. Тим не менш, існуючі методичні розробки та інструментальні засоби, що застосовуються для обґрунтування характеристик захисних теплоізоляційних матеріалів у складі об'єктів будівництва, не забезпечують повноцінного та спільного обліку показників енергетичної ефективності та економічної доцільності конструктивних рішень.

Методика обґрунтування характеристик конструктивного рішення у сфері забезпечення енергетичної ефективності об'єкта житлового будівництва з використанням засобів оптимізаційного моделювання передбачає послідовне виконання наступних етапів:

1. Підготовка вихідних даних на вирішення поставленої задачі.

2. Послідовний розгляд кожної з огорожувальних конструкцій у складі об'єкта житлового будівництва з подальшим формуванням аналітичної моделі залежно від питомої вартості теплоізоляційного матеріалу у складі конструкції від його технічних характеристик, а також оцінкою адекватності сформованої моделі на основі коефіцієнта детермінації.

3. Побудова багатокритеріальної дробово-лінійної оптимізаційної моделі обґрунтування технічних характеристик теплоізоляційних матеріалів у складі захисних конструкцій.

4. Приведення дрібно-лінійної оптимізаційної моделі до лінійного вигляду.

5. Реалізація похідних однокритеріальних моделей на формування приватних значень критеріїв.

6. Розрахунок коефіцієнтів значимості обліку критеріїв відповідно до методу лінійної згортки для забезпечення їхньої збалансованості.

7. Формування однокритеріальної лінійної оптимізаційної моделі на основі багатокритеріальної лінійної моделі, одержаної в рамках четвертого етапу методики.

8. Обчислення оптимальних значень зміни коефіцієнта теплопередачі конструкцій, що захищають.

9. Побудова та реалізація оптимізаційної моделі обґрунтування складу зразків теплоізоляційного

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

матеріалу у рамках конструктивного рішення.

10. Формування конструктивного рішення.

Процес реалізації розробленої методики на основі об'єкта житлового будівництва включав наступні основні процедури:

1. Обґрунтування характеристик формованого конструктивного рішення щодо кращих зразків теплоізоляційного матеріалу на основі базових значень вихідних даних, відповідних реальним умовам (базова реалізація методики).

2. Аналіз чутливості характеристик конструктивного рішення, що формується, до змін елемента вихідних даних – значення градусо-добі опалювального періоду (dD), що варіюється в діапазоні від 4250 до 4500° С•добу. З кроком 50° С•добу; при цьому значення решти елементів вихідних даних відповідали тим, що використовувалися в рамках базової реалізації методики.

Реалізація методики здійснювалася з використанням програмного середовища Microsoft Excel – у відповідній книзі були створені наступні етапи:

1. «Етап 2», що містить вихідні дані та результати формування аналітичних моделей залежностей питомої вартості теплоізоляційних матеріалів у складі конструкцій, що захищають від технічних характеристик утеплювачів;

2. «Етапи 5-8», що містить опис структурних елементів лінійної оптимізаційної моделі для обґрунтування технічних характеристик теплоізоляційних матеріалів у складі огорожувальних конструкцій та похідних від неї моделей, а також результати відповідних оптимізаційних процедур;

3. «Етап 9», що містить опис структурних елементів оптимізаційної моделі обґрунтування складу зразків теплоізоляційного матеріалу в рамках конструктивного рішення, що розглядається, а також результати реалізації моделі.

На основі базової реалізації методики було зроблено аналіз отриманих результатів:

1. Скориговані коефіцієнти детермінації аналітичних моделей залежностей вартості теплоізоляційного матеріалу від його технічних характеристик для всіх конструкцій, що розглядаються, мають високі значення, що свідчить про високу адекватність вищезгаданих моделей;

2. Використання методу лінійної згортки для реалізації багатокритеріальної моделі обґрунтування технічних характеристик теплоізоляційних матеріалів у складі огорожувальних конструкцій дозволило отримати оптимальне рішення;

3. Незважаючи на різні оптимальні значення технічних характеристик теплоізоляційного матеріалу для різних стінових огорожувальних конструкцій, за результатами реалізації моделі оптимізації на заключному етапі виконання методики був обраний єдиний зразок матеріалу.

Результати виконання процедури аналізу чутливості характеристик конструктивного рішення, що формується, до значення градусо-добі опалювального періоду, що містять розрахункові та фактичні значення агрегованих характеристик, отримані при реалізації оптимізаційних моделей у рамках виконання відповідно етапів 7 і 9 методики.

Таким чином, отримані у процесі реалізації методики на практичному прикладі відповідають реальним умовам експлуатації об'єктів житлового будівництва, що дозволяє зробити висновок про високу практичну значущість розробленого інструментального засобу.

Вище перелічені результати дозволили зробити такі висновки:

1. Формування ефективних рішень у галузі влаштування огорожувальних конструкцій у складі об'єкта цивільного будівництва на основі критеріїв енергетичної та економічної ефективності, що спільно розглядаються, може бути виконано з використанням:

– засобів аналітичного моделювання – для формалізації залежності питомої вартості теплоізоляційного матеріалу у складі кожної окремої огорожувальної конструкції від технічних характеристик;

– засобів оптимізаційного моделювання – для обґрунтування найбільш переважних значень технічних характеристик теплоізоляційного матеріалу у складі кожної окремої огорожувальної конструкції.

2. Адекватність результатів обґрунтування характеристик конструктивного рішення у сфері забезпечення енергетичної ефективності об'єкта житлового будівництва суттєво залежить від складу зразків теплоізоляційного матеріалу, що враховуються по відношенню до кожної окремої огорожувальної конструкції у межах об'єкта житлового будівництва.

На подальших етапах дослідження передбачається укрупнення складу зразків теплоізоляційного матеріалу, його врахування для формування універсальних залежностей показників енергетичної ефективності конструктивного рішення від технічних характеристик матеріалів, що застосовуються у складі огорожувальних конструкцій об'єкта будівництва, а також параметрів внутрішнього і зовнішнього середовища.

ЗАСТОСУВАННЯ ПЛИТНО-ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

¹Тімченко Р. О., д.т.н., професор, ¹Крішко Д. А., к.т.н., доцент, ¹Сахно С. І., к.т.н., доцент,
¹Савенко В. О., к.т.н., докторант, ¹Гутник В. В., магістрант
¹Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг, Україна

Зі збільшенням навантаження від висотних будівель виникла потреба забезпечити експлуатаційну придатність будівель, використовуючи економічніші технології, ніж ті, що застосовувалися для плитних або пальових фундаментів висотних будівель першого покоління.

Плитно-пальовий фундамент має перспективи широкого застосування при будівництві та реконструкції висотних будівель на слабких, насипних ґрунтах, при щільній міській забудові та відсутності даних про головні особливості ґрунту.

Будівництво та реконструкція плитно-пальових фундаментів відбувається набагато швидше, а вартість робіт нижча, ніж будівництво традиційних плитних або пальових фундаментів.

Механізм взаємодії плитно-пального фундаменту з ґрунтом вивчається шляхом натурних спосереджень за реальними об'єктами, методами фізичного та чисельного моделювання.

Проте, як у теорії плитно-пального фундаменту, і у практиці проектування є чимало невизначеностей. Одним з найважливіших параметрів плитно-пального фундаменту, що визначає можливість його практичного використання, є осідання споруди під розрахунковим навантаженням.

Проектування групи паль для плитно-пального фундаменту – абсолютно нова процедура, яка передбачає застосування складнішої моделі взаємодії між основами та спорудами.

Пропонується алгоритм інженерного розрахунку плитно-пального фундаменту, що дозволяє оптимально розподілити навантаження між плитою та палями та забезпечити надійність та експлуатаційну придатність будівель, зменшити опади та скоротити кількість паль, що призведе до зниження вартості та матеріаломісткості фундаменту.

Плитно-пальовий фундамент – це фундамент, що складається із залізобетонної плити (пального ростверку) і паль, що спільно передають навантаження на основу.

Механізм взаємодії плитно-пального фундаменту з масивом ґрунту досить складний.

Він залежить не тільки від властивостей ґрунтів та параметрів фундаменту, але й має враховувати зміну напружено-деформованого стану ґрунтового масиву у міру збільшення навантаження.

Для побудови розрахункової схеми плитно-пального фундаменту приймаємо такі припущення:

1. Згинальними, крутними та поперечними впливами нехтуємо, враховуючи значну жорсткість плити в горизонтальній площині;
2. Графік «навантаження – осідання» одиночної палі у складі плитно-пального фундаменту має білінійну форму.
3. При навантаженні меншої сумарної несучої здатності паль, все навантаження передається на ґрунт через палі. Плитний ростверк у роботі не бере участі;
4. При навантаженні рівної сумарної несучої здатності паль, відбувається прослизання паль щодо ґрунту по стовбуру і занурення їх у ґрунтовий масив нижче вістря паль, ростверк вступає в роботу і при навантаженні більшої сумарної несучої здатності паль, передає на ґрунт все подальше збільшення навантаження.
5. Деформацією залізобетонних паль та плити нехтуємо, оскільки модуль пружності паль та плити близький до 20000 МПа, що приблизно на три порядки вище модуля деформації міжпального ґрунту.

Розглянемо три варіанти фундаменту для важкої споруди баштового типу, що передає на плиту фундаменту вертикальне навантаження N . Простим і найдешевшим варіантом для такої споруди є плитний фундамент.

Однак при цьому верхні шари ґрунтової товщі, що найбільш стискаються, виявляються і найбільш навантаженими. Осада плитного фундаменту на середньо-стиснених ґрунтах зазвичай, досить велика і часто перевершує гранично допустимі значення.

Розрахунок осідання шляхом пошарового підсумовування під навантаженням N приведеної до рівномірно розподіленої за площею плити, досить простий і загальновизнаний у світовій практиці.

Величина осідання є найбільшим можливим осіданням даної споруди в даних ґрунтових умовах.

Жорсткість плитного фундаменту приймаємо рівною відношенню навантаження до осідання.

Великому осіданню відповідає велика нерівномірність, що загрожує появою крену споруди, що виявилось при будівництві на плитному фундаменті.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Очікуване велике осідання і небезпека появи нахилу плитного фундаменту змушують розглядати в подібних умовах пальовий варіант.

Чинні нормативні документи передбачають передачу на палі всього навантаження від споруди. Вважається, що при цьому ростверк не передає навантаження на ґрунт, і висота стовпа міжпального ґрунту при навантаженні та осіданні пального фундаменту залишається незмінною.

За цією схемою палі та міжпальовий ґрунт працюють як єдиний пально-ґрунтовий масив, що передає все навантаження на більш глибокі та менш стисливі шари ґрунту нижче вістря паль.

Відповідно і осідання пального фундаменту під тим самим навантаженням N значно менше, ніж осідання плитного фундаменту. Жорсткість пального фундаменту приймаємо рівною відношенню навантаження до осідання.

Міжпальовий ґрунт, реально, практичного вкладу в осідання пального фундаменту не вносить і разом з палями та ростверком занурюється на величину осідання пального фундаменту.

Осідання пального фундаменту зазвичай обчислюється методом пошарового підсумовування як осідання умовного фундаменту з глибиною закладення, що дорівнює глибині занурення паль.

Якщо обчислене осідання пального фундаменту значно менше за допустиме осідання споруджуваної споруди, то відкривається можливість скоротити кількість паль і реалізувати ідею плитно-пального фундаменту.

У випадку, якщо палове поле влаштоване, а результати контрольних випробувань паль виявилися нижчими за закладену в розрахунок несучої здатності, тоді є необхідність і можливість використовувати плитно-пальовий фундамент.

Розподіл загального навантаження від споруди між різними конструкціями плитно-пального несучого фундаменту описати за допомогою коефіцієнта α , який встановлює залежність між сумарним навантаженням на палі і загальним навантаженням від будівлі.

Введемо позначення S_1 для компонента осідання плитно-пального фундаменту.

Ці осідання, що визначаються переважно стисливістю верхніх шарів ґрунту, передаються плитним ростверком і визначаються як відношення навантаження до жорсткості плитного фундаменту.

При передачі плитним фундаментом частини навантаження на міжпальовий ґрунт відбудеться зменшення його висоти величину S_1 .

У той же час довжина паль через їх жорсткість залишиться незмінною. Отже, палі зануряться в ґрунт нижче вістря паль на величину S_1 .

Другий компонент осідання плитно-пального фундаменту – S_2 , який визначається стисливістю товщі нижче вістря паль, отримуємо добутком коефіцієнта на осідання пального фундаменту.

Повне осідання плитно-пального фундаменту є сумою цих двох компонентів S_1 і S_2 .

Повне осідання плитно-пального фундаменту визначає лінійне зростання осідання плитно-пального фундаменту від мінімальної величини осідання пального фундаменту до максимальної величини осідання плитного фундаменту при зменшенні коефіцієнта від 1,0 (пальовий фундамент) до 0,0 (плитний фундамент).

Алгоритм застосування плитно-пального фундаменту складається з наступних пунктів:

1. Визначається осідання плитного фундаменту заданої споруди вагою N при спиранні його на обраний або заданий плитний фундамент. Якщо осідання перевищує допустиме осідання, то виконується п. 2.

2. Визначається осідання пального фундаменту заданої споруди вагою N при її спиранні на обраний пальовий фундамент (задається тип паль, діаметр і глибина їх занурення, визначається їх несуча здатність). Якщо осідання менше допустимого осідання споруди то виконується п. 4.

3. Визначається коефіцієнт α .

4. Визначається кількість паль.

Таким чином, визначено всі основні параметри плитно-пального фундаменту під заданий об'єкт із заданим гранично допустимим осіданням.

Основним критичним параметром плитно-пального фундаменту, що визначає можливість і доцільність його використання, є його осідання.

Запропонований спрощений механізм взаємодії плитно-пального фундаменту з ґрунтовим масивом дозволяє приблизно визначати її в залежності від частки навантаження, що передається на палі.

При цьому максимальна та мінімальна межі оцінки (відповідно осідання суто плитного та суто пального варіантів плитно-пального фундаменту) визначаються загально визнаним методом, тобто можуть розглядатися як досить надійні.

Це дозволяє уникнути великих помилок у прогнозі осідання плитно-пального фундаменту, незважаючи на певну наближеність розрахункової схеми.

МЕТОДИ МОНІТОРИНГУ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ДЛЯ ОЦІНЮВАННЯ ЗМІН ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ

¹Тімченко Р. О., д.т.н., професор, ¹Крішко Д. А., к.т.н., доцент, ¹Бихно В. О., аспірант
¹Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг, Україна

Надійність висотних будівель у сучасних умовах визначається не лише якістю проектних рішень, а й можливістю своєчасно виявляти зміни фактичної роботи конструктивної системи під час експлуатації. Для таких споруд навіть відносно невеликі зміни жорсткості можуть супроводжуватися перерозподілом зусиль, зміною динамічної відповіді, зростанням міжповерхових переміщень і поступовим накопиченням локальних пошкоджень і дефектів у несучих елементах. У наукових працях показано, що вібраційні характеристики, просторові переміщення та геометричні відхилення є інформативними ознаками технічного стану споруди, однак ізольоване використання окремих каналів спостережень не завжди забезпечує достатню достовірність інженерного висновку [1; 2]. Для України ця проблематика посилюється старінням частини висотного фонду, потребою в післяаварійному контролі та обмеженими ресурсами на впровадження повномасштабних систем спостереження.

Метою дослідження є узагальнення методичного підходу до моніторингу висотних будівель, орієнтованого на оцінювання змін жорсткості конструктивної системи за сукупністю кінематичних, модальних і геометричних ознак. Дослідження має оглядово-аналітичний та інженерно-методичний характер і спрямоване на формування цілісної схеми врахування різних даних моніторингу для планового та післяаварійного режимів експлуатації. У центрі уваги перебуває не окремий вимірювальний параметр, а узгоджене трактування декількох показників, що характеризують фактичну роботу просторової системи будівлі.

У межах аналізу розглянуто сім основних груп інструментів і підходів моніторингу: GNSS-моніторинг (Global Navigation Satellite System); акселерометричний моніторинг (Accelerometer Monitoring, AM); інклінометричний моніторинг (Inclinometer Monitoring, IM); наземне лазерне сканування (Terrestrial Laser Scanning, TLS); методи на основі комп'ютерного зору (Computer Vision-based Monitoring, CVM); інтегровані системи моніторингу технічного стану конструкцій (Structural Health Monitoring, SHM); а також Persistent Scatterer Interferometric Synthetic Aperture Radar (PS-InSAR) як дистанційний інструмент попереднього оцінювання. GNSS є доцільним для фіксації глобальних просторових переміщень і контролю вертикальності висотних споруд [3]. Акселерометричні системи є чутливими до змін динамічних характеристик і дають змогу виявляти зміну жорсткості через зміщення власних частот та форм коливань [1; 2]. TLS і CVM забезпечують локалізацію геометричних аномалій та уточнення деформаційної картини фасадів і окремих елементів [4]. PS-InSAR доцільно розглядати не як заміну наземним вимірюванням, а як окремий дистанційний моніторинговий підхід для територіального відбору об'єктів, що потребують пріоритетної наземної перевірки [5].

Порівняльний аналіз дає підстави вважати, що для оцінювання змін жорсткості більш обґрунтованим є не ізольоване використання окремого сенсора, а інтегрований підхід, у межах якого модальні індикатори зіставляються з кінематичними та геометричними даними. Така логіка може бути використана для послідовної реалізації циклу «виявлення – підтвердження – інженерне рішення».

На першому етапі фіксують відхилення за одним або кількома каналами спостережень; на другому – перевіряють узгодженість ознак зміни жорсткості за різними фізичними показниками; на третьому – визначають пріоритетність обстеження, уточнюють зони контролю та коригують режим подальшого моніторингу. Перевагою такого підходу може бути зниження ризику хибної інтерпретації, коли зміна одного параметра зумовлена не пошкодженням, а випадковими експлуатаційними або зовнішніми впливами [2].

Методично важливо, що інтерпретація змін жорсткості є коректною лише за умови зіставлення даних, отриманих у порівнюваних режимах навантаження та спостереження. Саме тому результати GNSS, AM, IM, TLS і CVM доцільно розглядати не як взаємозамінні, а як взаємодоповнювальні. Модальні параметри можуть бути використані для своєчасного виявлення зміни динамічної відповіді, тоді як геодезичні та геометричні засоби допомагають локалізувати прояви цієї зміни у просторі споруди. Така схема видається особливо важливою для висотних будівель, де зміна жорсткості може мати як глобальний, так і локальний характер [1].

За результатами узагальнення можна виділити три рівні впровадження, які є доцільними для практики моніторингу висотних будівель. Мінімальний рівень передбачає поєднання глобального геодезичного контролю з динамічними вимірюваннями; оптимальний – доповнення системи інкліномет-

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ричними та візуально-геометричними засобами; перспективний – інтеграцію локальних наземних каналів із дистанційним супутниковим попереднім оцінюванням та елементами SHM. Така поетапність відповідає загальній тенденції переходу від фрагментарних спостережень до багатоканальних систем діагностики технічного стану [1] і узгоджується з практичною потребою швидкого реагування в умовах обмеженого доступу до об'єктів [6]. На рисунку зображена принципова схема моніторингу технічного стану висотної будівлі на основі інтеграції даних різних методів спостереження.

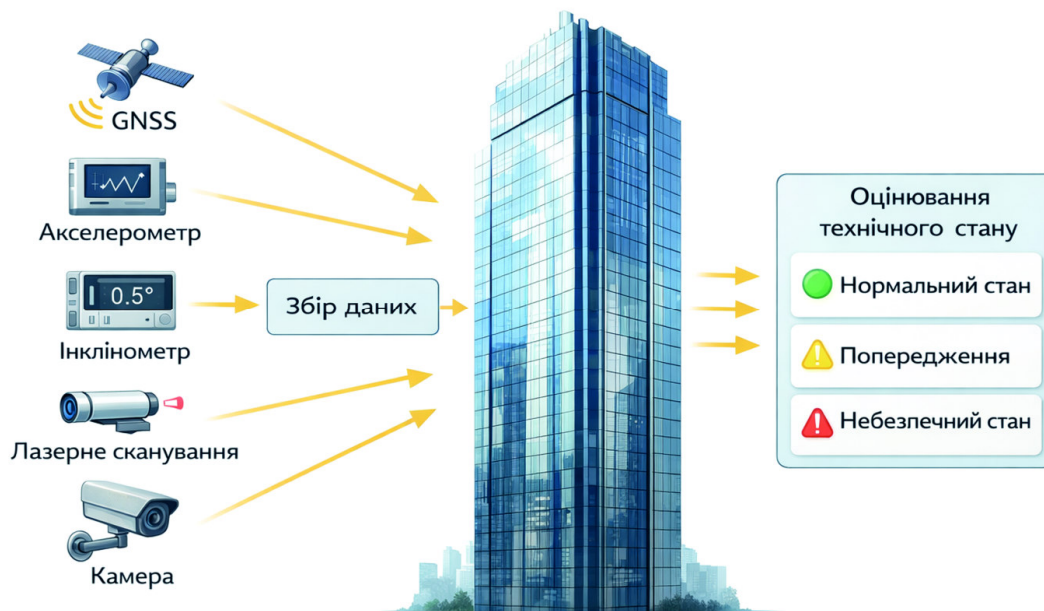


Рисунок. Принципова схема моніторингу технічного стану висотної будівлі на основі інтеграції даних різних методів спостереження

Отже, моніторинг висотних будівель для оцінювання змін жорсткості конструктивної системи доцільно будувати на принципі взаємної перевірки даних різної фізичної природи. Науково-практичне значення такого підходу полягає у можливості підвищення достовірності інженерної інтерпретації, обґрунтованішому виборі подальших обстежень і адаптації складу моніторингових засобів до наявних ресурсів. Для умов України це може створювати підґрунтя для поетапного впровадження систем спостереження без втрати методичної цілісності підходу. Подальші дослідження доцільно спрямувати на калібрування інтегрованих індикаторів стану для конкретних конструктивних систем та на перевірку запропонованого підходу під час моніторингу висотних будівель в умовах експлуатації.

Список використаних джерел

1. Brownjohn J. M. W. Structural health monitoring of civil infrastructure. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. 2007. Vol. 365, Issue. 1851. P. 589–622. DOI: 10.1098/rsta.2006.1925.
2. Farrar C. R., Worden K. An introduction to structural health monitoring. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. 2007. Vol. 365, Issue. 1851. P. 303–315. DOI: 10.1098/rsta.2006.1928.
3. Quesada-Olmo N., Jiménez-Martínez M. J., Farjas-Abadía M. Real-time high-rise building monitoring system using global navigation satellite system technology. *Measurement*. 2018. Vol. 123. P. 115–124. DOI: 10.1016/j.measurement.2018.03.054.
4. Feng D., Feng M. Q., Ozer E., Fukuda Y. A vision-based sensor for noncontact structural displacement measurement. *Sensors*. 2015. Vol. 15, No. 7. P. 16557–16575. DOI: 10.3390/s150716557.
5. Ferretti A., Prati C., Rocca F. Permanent scatterers in SAR interferometry. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*. 2001. Vol. 39, No. 1. P. 8–20. DOI: 10.1109/36.898661.
6. Анненков А., Дем'яненко Р., Куліченко Н. Геодезичний моніторинг будівель, пошкоджених внаслідок військових дій, з використанням ВІМ-технологій. *Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва*. 2023. № 2(46). С. 85–94.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ШВИДКОГО ЗВЕДЕННЯ ІЗ ЗБІРНО-МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ ДЛЯ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ІЗ ЗАХИСНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ УКРИТТЯ II-го ТИПУ

¹Стрюк Р. І., ¹Азізова А. Г., ¹Овсій Д. М., Ph.D., ¹Гасенко А. В., д.т.н., доцент

¹Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава, Україна

Впровадження в життя прийнятої Урядом України «Стратегії розвитку розподіленої генерації...» [1] потребує улаштування в короткі терміни захисних укриттів навколо вже існуючих об'єктів критичної інфраструктури (ОКІ), так і побудову нових об'єктів генерації закритого типу з захисними властивостями укриттів, конструктивні рішення яких би відповідали вимогам прийнятої концепції «Країна-фортеця», схваленої постановою КМУ від 26 квітня 2024 р. № 471 [2]. Згідно положень концепції «Країна-фортеця» [3] укриття ОКІ II-го типу повинні мати: зовнішній захисним решітчастим екраном, який затримує прямі влучання дронів-«камікадзе» типу «баражуючий боєприпас»; внутрішню захисну оболонку, яка повинна захищати будівлю (споруду) від ударної хвилі та уламків у разі їх вибуху в момент зіткнення з екраном, а також у разі фугасного влучання в землю усіх відомих типів ракет противника на відстані 15 м від неї.

При розробці конструктивного рішення з улаштування захисту для кожного визначеного об'єкту критичної інфраструктури (ОКІ) необхідно враховувати, окрім військових загроз, його особливості: габаритні розміри; технологічні параметри для функціонування та обслуговування; безвідмовність, довговічність, ремонтпридатність його елементів і об'єкту в цілому, які безпосередньо впливають на термін їх зведення.

Авторами роботи запропоновані конструктивні рішення будівель (споруд) для ОКІ енергетики і транспорту з захисними властивостями укриття II-го типу, в яких стіни і покриття улаштовані із збірно-монолітних конструктивних елементів (див. рисунок). Зовнішні і внутрішні розміри ($b \times l$) будівлі (споруди) ОКІ прив'язані до координатних осей $B \times L$ і безпосередньо залежать від товщини стін (t) та величин їх прив'язки (a) і (c). Висота споруди ОКІ змінюється в межах величин $H=3,0 \dots 6,6$ м. Граничні розміри конструктивних рішень для типів ТБ-1...ТБ-5 будівель (споруд) швидкого зведення із збірно-монолітного залізобетону з захисними властивостями укриття II-го типу, стіни яких улаштовані із збірних фундаментних блоків, приведені в таблиці. Несучі вертикальні конструктивні елементи і елементи покриття (перекриття) типів ТБ-1...ТБ-5 будівель (споруд) були розраховані згідно вимог концепції «Країна-фортеця» [3] та діючих норм ДБН В.2.2-5:2023 зі Зміною № 1 [4] на надмірний тиск від повітряної ударної хвилі $\Delta P_{\text{ex}}=100$ кПа (10 тс/м²).

Таблиця

Граничні розміри конструктивних рішень будівель (споруд) швидкого зведення із збірно-монолітного залізобетону з захисними властивостями укриття II-го типу для об'єктів критичної інфраструктури енергетики і транспорту

№ з/п	Тип будівлі (споруди)	Граничні розміри будівлі у плані, м			Висота (H) приміщення, м
		в координатних осях	зовнішні $B \times L$	внутрішні $b \times l$	
1	ТБ-1	6,0×9,0	8,7×11,0	5,5×7,8	H=3,0 м, H=3,6 м, H=4,2 м, H=4,8 м, H=5,4 м, H=6,0 м, H=6,6 м
2	ТБ-2	6,0×10,2	8,7×12,2	5,5×9,0	
3	ТБ-3	6,0×11,4	8,7×13,4	5,5×10,2	
4	ТБ-4	6,0×12,6	8,7×14,6	5,5×11,4	
5	ТБ-5	6,0×13,8	8,7×15,8	5,5×12,6	

Конструктивні рішення будівлі (споруди) ОКІ з захисними властивостями укриття II-го типу:

- фундаменти – неглибокого закладення, нижня опорна їх плита залягає на визначеній глибині (h_d). Опорна плита улаштовується із збірних залізобетонних плит для покриття доріг, товщиною $t=140 \dots 170$ мм (дивись рисунок) чи із плоских плит переkritтя, товщиною $t=80$ мм, які встановлюються в проектне положення з перепуском у два шари. Для забезпечення мінімального просідання основ, фундаментів і стін споруди додатково виконуємо улаштування під подошвою плит штучної основи товщиною $\delta=200 \dots 300$ мм із піщано-щебеневої суміші марки С7 чи С5;

- стіни улаштовуються із тришарових збірно-монолітних залізобетонних елементів загальною товщиною $t=1,0 \dots 1,6$ м. Зовнішні шари стін пропонується зводити із кладки зі збірних фундаментних блоків товщиною $\delta=500$ мм або $\delta=600$ мм чи збірних залізобетонних стінових або плитних елементів

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ЗОВНІШНЬОГО ПРОТИУДАРНОГО ОГОРОДЖЕННЯ ДЛЯ НАЗЕМНИХ ЗАХИСНИХ СПОРУД КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ІІ-го ТИПУ ЗАХИСТУ

¹Стрюк Р. І., ¹Галінська Т. А., к.т.н., доцент, ¹Овсій Д. М., Ph.D., ¹Гасенко А. В., д.т.н., доцент
¹Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава, Україна

В концепції «Країна-фортеця», яка схвалена постановою Кабінету міністрів України від 26 квітня 2024 р. № 471 [1], запропоновані три типи інженерного захисту елементів існуючих об'єктів критичної інфраструктури (ОКІ) [2; 3]: Тип І – первинний захист споруд від осколкового ураження та від дії вибухової ударної хвилі в разі вибуху на відстані 15 м від елемента; Тип ІІ – укриття із зовнішнім захисним решітчастим екраном, який затримує прямі влучання дронів-«камікадзе» типу «баражуючий боеприпас», та внутрішньої захисної оболонки, яка захищає від ударної хвилі та уламків у разі їх вибуху в момент зіткнення з екраном, а також у разі фугасного влучання в землю усіх відомих типів ракет противника на відстані 15 м від елемента; Тип ІІІ – підземна або напівпідземна будівля чи споруда ОКІ, яка покликана захистити від прямого поодинокого влучання всіх відомих типів крилатих та балістичних ракет противника з фугасною чи бойовою частиною, що проникає.

Авторами роботи розроблені три варіанти конструктивного рішення зовнішнього протиударного огородження (захисного екрану) для наземних захисних укриттів ІІ-го типу, які необхідно обов'язково улаштувати для ОКІ згідно вимог концепції «Країна-фортеця», а саме:

- зовнішнє захисне протиударне огородження для наземної захисної споруди критичної інфраструктури, яке улаштоване із окремих елементів-габйонів марок «А5 (розміром $b \times h \times L = 1,05 \times 2,0 \times 5,0$ м) і «Е5» (розміром $b \times h \times L = 1,05 \times 1,05 \times 5,0$ м) та додаткового зовнішнього огородження навпроти наскрізних прорізів у стінах споруди (див. рис. 1);
- зовнішнє захисне протиударне огородження для наземної захисної споруди критичної інфраструктури, яке улаштоване із збірних залізобетонних плит марок 1ПК90.15-8, 1ПК60.15-8, 1ПК60.12-8 і бетонних фундаментних блоків (див. рис. 2);
- зовнішнє захисне протиударне огородження для наземної захисної споруди критичної інфраструктури, яке улаштоване із сталюого просторового каркасу та антидронові сітки та додаткового зовнішнього огородження навпроти наскрізних прорізів у стінах споруди (див. рис. 3).

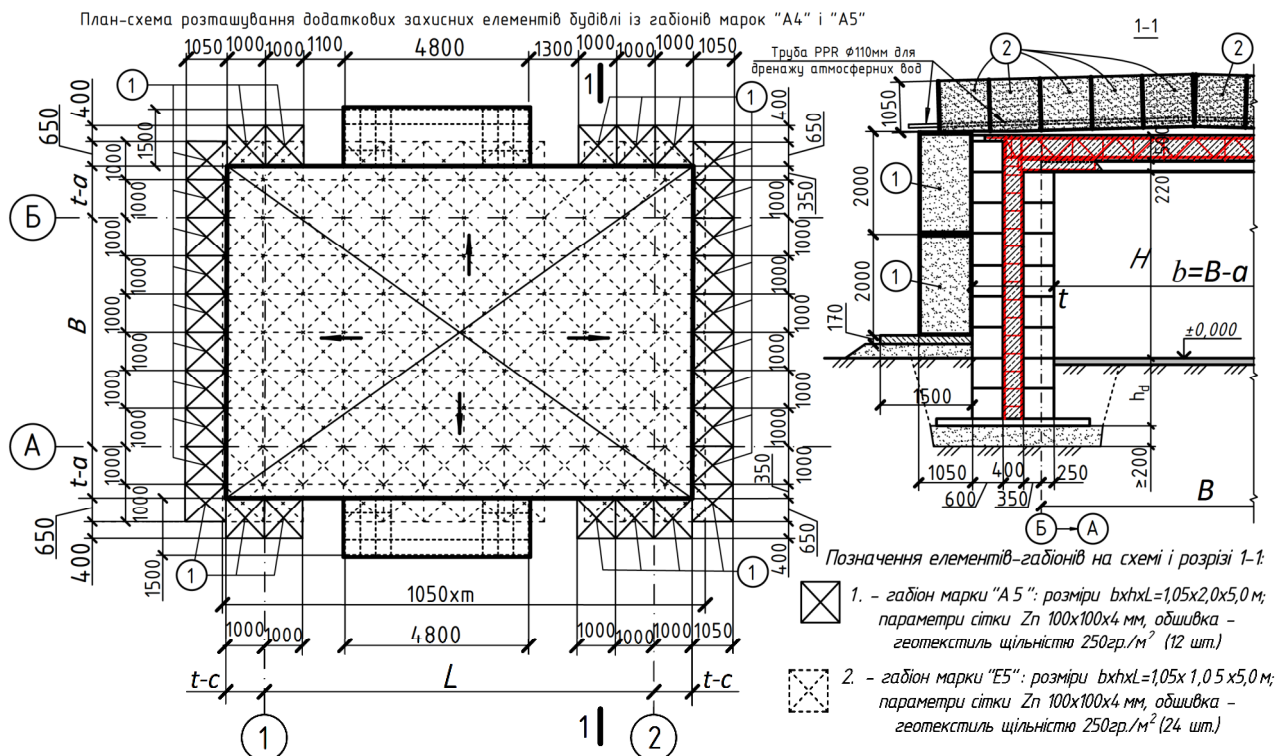


Рис. 1. Зовнішнє захисне протиударне огородження для наземної захисної споруди критичної інфраструктури, яке улаштоване із окремих елементів-габйонів марок «А5 (розміром $b \times h \times L = 1,05 \times 2,0 \times 5,0$ м) і «Е5» (розміром $b \times h \times L = 1,05 \times 1,05 \times 5,0$ м) та додаткового зовнішнього огородження навпроти наскрізних прорізів у стінах споруди

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

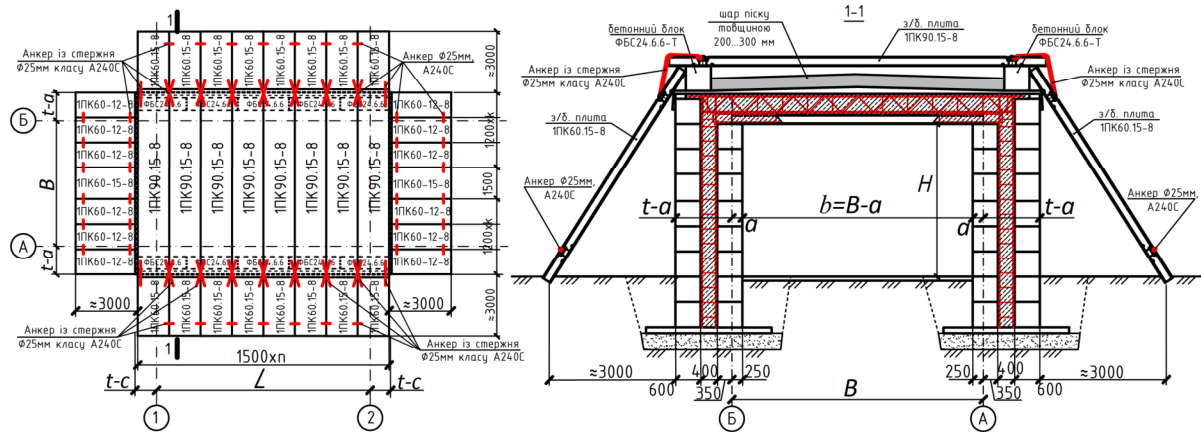


Рис. 2. Зовнішнє захисне протиударне огородження для наземної захисної споруди критичної інфраструктури, яке улаштоване із збірних залізобетонних плит марок 1ПК90.15-8, 1ПК60.15-8, 1ПК60.12-8 і бетонних фундаментних блоків

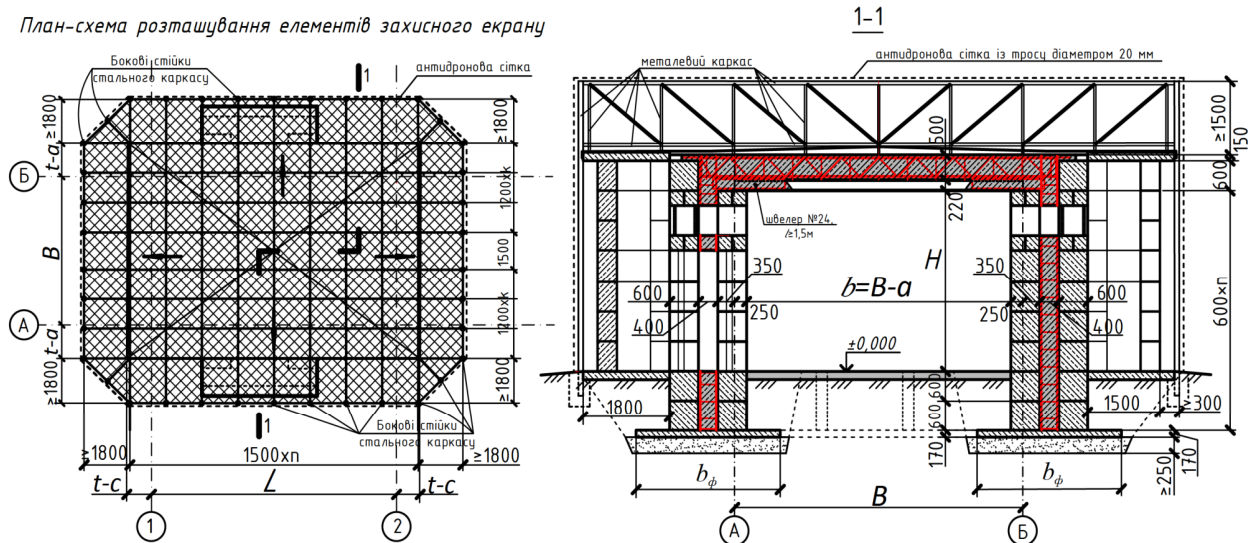


Рис. 3. Зовнішнє захисне протиударне огородження для наземної захисної споруди критичної інфраструктури, яке улаштоване із сталевго просторового каркасу та антидронувго сітки та додатковго зовнішньго огородження навпроти наскрізних прорізів у стінх споруди

Навпроти кождого наскрізного прорізу (вікон, дверей) у зовнішніх стінх захисної споруди ОКІ виконуємо улаштування додатковго захисного огородження у вигляді зовнішньго прибудови (ганку, тамбуру), конструктивні елементи якого виконуємо (див. розріз 1-1 на рис. 3): фундамент – із залізобетонної плити для покриття доріг; вертикальні елементи огородження (стіни) прибудови – із кладки збірних бетонних блоків для стін підвальної частини будівлі марки ФБС, які виготовлені відповідно вимог норм ДСТУ Б В.2.6-108:2010; покриття прибудови – із залізобетонної плити для покриття доріг, які виготовлені відповідно вимог норм ДСТУ Б В.2.6-120:2010.

Список використаних джерел

- Деякі питання інженерного захисту критичної інфраструктури : Постанова Кабінету міністрів України від 26 квітня 2025 року № 471 (для службового використання).
- Коваль М. В., Коваль В. В., Коцюруба В. І., Білик А. С. Організаційно-технічні засади побудови системи інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури енергетичної галузі України. *Наука і оборона*. 2022. Вип. 3/4. С. 11–16. <https://doi.org/10.33099/2618-1614-2022-20-3-4-11-16>
- Основи інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури енергетичної галузі України від засобів повітряного нападу противника : монографія / М. В. Коваль, В. В. Коваль, А. С. Білик, В. І. Коцюруба, О. М. Кубраков ; під ред. А. С. Білика. К. : Генеральний штаб Збройних Сил України, 2023. 185 с.

СТВОРЕННЯ ПОПЕРЕДЬОГО НАПРУЖЕННЯ В КОНСТРУКЦІЙ КРОКВЯНОЇ ПЕРФОРОВАНОЇ АРКИ

¹Романюк В. В., к.т.н., професор, ¹Супрунюк В. В., к.т.н., доцент, ¹Фурсович М. О., к.т.н., доцент,
¹Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доцент, ¹Павлюк А. П., к.т.н., доцент.

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Одним із факторів, які впливають на ефективність застосування будівельних конструкцій, є витрати матеріалу на несучі та огорожувальні конструкції. Ефективність застосування металевих конструкцій значно підвищується в умовах попереднього напруження як окремих елементів, так і конструкцій в цілому. Це дозволяє перерозподілити напруження від найбільш напружених елементів і поперечних перерізів до менш напружених.

Ідея попереднього напруження сталевих конструкцій є однією із найбільш ефективних у будівельній практиці. Суть її полягає в тому, що ціною незначних разових витрат матеріалу і праці в конструкції створюються необхідні початкові зусилля і деформації, які під час експлуатації дозволяють продовжити пружну роботу матеріалу порівняно невеликої міцності.

На теперішній час існує три принципово різних способи створення попередніх зусиль у конструкціях:

- 1) попереднє напруження з використанням додаткових елементів типу затяжок, розпірок тощо;
- 2) попереднє деформування окремих елементів (поясів чи стінок) перед виготовленням з подальшим виконанням поясних швів;
- 3) попереднє напруження локальними термічними впливами (ЛТВ), яке полягає в розігріванні окремих ділянок готових металевих конструкцій до певної температури (як правило, до 850–950°С) з подальшим їх звичайним чи інтенсивним охолодженням.

Перший спосіб попереднього напруження набув широкого застосування у фермах, арках, рамах, балках та інших конструкціях і є найбільш відомим і добре вивченим.

Другий спосіб є менш розповсюдженим ніж перший, але також є досить відомим.

Третій спосіб є найменш вивченим, мало застосовувався і має перспективи подальших досліджень. Основний принцип даного способу полягає у створенні необхідних залишкових напружень в окремих елементах конструкції від нагрівання деяких елементів конструкції або окремих її частин з подальшим охолодженням за певного режиму.

Розрахунок попередньо напружених конструкцій в інженерній практиці здійснюють шляхом сумування напружень в перерізах елементів від дії зовнішнього навантаження, які виникають як у звичайній конструкції без попереднього напруження, та напружень, викликаних попереднім навантаженням, які, як правило, у розрахункових точках перерізу мають зворотній знак.

Розглянемо варіанти створення попереднього напруження на прикладі сталеві кроквяної перфорованої арки (рис. 1). Конструкція арки запроєктована відповідно до [1; 2]. Вона складається з двох напівпоясів, які було виготовлено з вихідного двотавра № 12 за ДСТУ 8768:2018, затяжки з двох стержнів діаметром 16 мм та розпірки, що запроєктована з двох кутиків $\angle 63 \times 6$ за ДСТУ 2251-93, складених тавром. Фасонки, фланці та опорні вузли арки виготовлено з листової сталі товщиною 10 мм за ДСТУ 4747:2007.

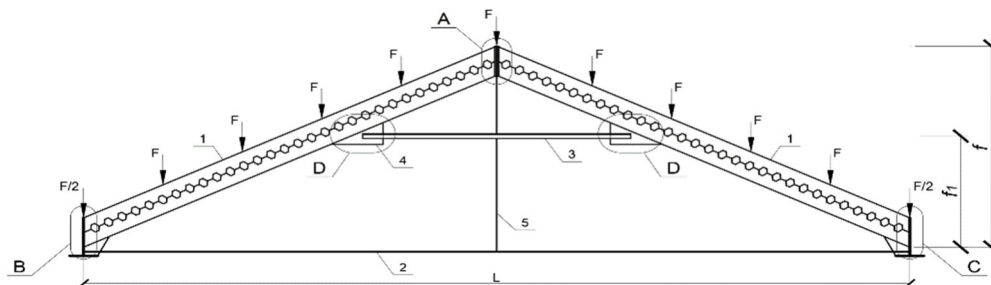


Рис. 1. Сталева попередньо-напружена перфорована кроквяна арка

Пропонуємо розглянути наступні варіанти створення попередніх зусиль в конструкції (рис. 2):

- 1) попередній натяг розпірки (див. рис. 2, а);
- 2) зміщення опорного вузла арки назовні під час монтажу її в проектне положення (див. рис. 2, б);
- 3) деформування гребеневого вузла (див. рис. 2, в);
- 4) використання додаткових механізмів натягу в найбільш напружених перерізах (див. рис. 2, г);

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

5) нагрівання металу в найбільш напружених перерізах (див. рис. 2, д).

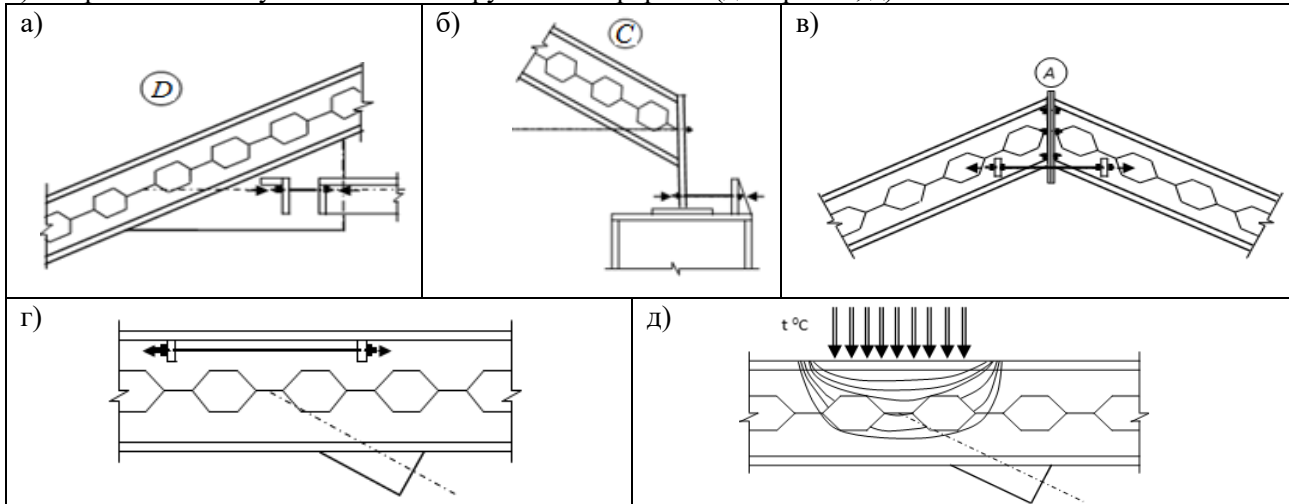


Рис. 2. Варіанти створення попереднього напруження в перфорованій арці:
а – попереднім натягом розпірки; б – зміщенням опорного вузла; в – деформуванням гребеневого вузла;
г – додатковим механізмом натягу; д – нагріванням металу

При першому способі (рис. 2, а) вузол *D* в розрахунковій схемі представляє собою примикаючий до верхнього поясу шарнір і розпірка, таким чином, є додатковою для нього опорою.

Попереднє напруження арки виконується у такій послідовності:

- 1) з'єднуються елементи поясу у гребеновому вузлі;
- 2) прикріплюється затяжка до опорних вузлів;
- 3) прикріплюється підвіска до гребеневого вузла, а нижня її частина підтримує затяжку;
- 4) приєднується розпірка до елемента поясу справа за допомогою зварювання, а до елемента поясу зліва за допомогою спеціального пристрою, що забезпечує її попередній натяг;
- 5) арка встановлюється в проектне положення і кріпиться до лівої опори за допомогою болтів, а права опора залишається вільно обертою;
- 6) за допомогою спеціального пристрою виконується попередній натяг розпірки до виникнення необхідного зусилля, після чого її положення фіксується за допомогою зварювання;
- 7) після влаштування покрівлі положення правої опори фіксується болтами.

При другому способі (рис. 2, б) зміщується один із опорних вузлів арки назовні під час монтажу її в проектне положення, і за своїм змістом не відрізняється від попереднього способу.

Попереднє напруження арки у цьому випадку виконується у такій послідовності:

- 1), 2), 3) – аналогічні попередньому способу;
- 4) приєднується розпірка до поясів за допомогою зварювання;
- 5) арка встановлюється в проектне положення і кріпиться до опори зліва за допомогою болтів, а до опори справа за допомогою спеціального пристрою, що забезпечує її попередній натяг;
- 6) за допомогою спеціального пристрою в опорному вузлі справа виконується попередній натяг розпірки до виникнення необхідного зусилля;
- 7) після влаштування покрівлі положення правої опори фіксується болтами.

Третім способом натяг здійснюється відповідно до рис. 2, в, і виконується після монтажу арки в проектне положення, при цьому права опора фіксується болтами після влаштування покрівлі.

Четвертим способом в перфорованих напіварках в місцях прикріплення до них розпірки, оскільки саме ці перерізи є найбільш напруженими, передбачаємо додатковий механізм натягу (рис. 2, г), який розміщується у відповідному місці і дозволяє здійснити заплановане.

П'ятим способом здійснюємо нагрівання певних ділянок готових відправних марок, якими також є місця приєднання розпірки, до певної температури з подальшим їх охолодженням. (рис. 2, д).

Створення попереднього напруження в елементах арки дає позитивний ефект, при цьому найбільш прийнятними є перший та другий способи, оскільки вони є найпростішими із запропонованих і не потребують значних додаткових витрат матеріальних ресурсів, праці і часу.

Список використаних джерел

1. Стальна двосхила попередньо напружена перфорована арка: пат. UA (11) 4373 Україна: опубл. 17.01.2005, Бюл. № 1 / Романюк В. В., Супрунюк В. В.
2. Романюк В. В., Супрунюк В.В. Міцність та деформативність перфорованих елементів сталевих арки : монографія. Рівне : НУВГП, 2013. 106 с.

ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ ДИСПЕРСНОГО АРМУВАННЯ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗГІНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

¹Андрійчук О. В., к.т.н, професор, ¹Громов Д. Ю., аспірант
¹Луцький національний технічний університет, м. Луцьк, Україна

Залізобетонні згинальні елементи є одними з найбільш поширених конструктивних рішень у цивільному та промисловому будівництві. До таких елементів належать балки, плити перекриття, ригелі, перемички та інші конструкції, робота яких супроводжується виникненням розтягувальних напружень у нижній зоні перерізу. Наслідком цього є утворення тріщин, що негативно впливає на жорсткість, довговічність, корозійну стійкість та експлуатаційну надійність конструкцій. У зв'язку з цим підвищення тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів є актуальним завданням сучасної будівельної науки. Одним із перспективних напрямів вирішення цієї проблеми є застосування дисперсного армування, яке передбачає введення до складу бетонної суміші коротких волокон різного типу: сталевих, базальтових, поліпропіленових, скляних та комбінованих [1]. Найбільш поширеними для використання у конструктивних елементах є сталеві фібри, які забезпечують ефективне сприйняття розтягувальних зусиль після початку тріщиноутворення.

Механізм роботи дисперсного армування полягає у формуванні просторово розподіленої системи мікроармування, яка перешкоджає розвитку мікротріщин на ранніх стадіях навантаження та стримує розкриття макротріщин у подальшому. Саме розвиток тріщин є однією з головних причин руйнування цементних композитів [2]. Волокна, що перетинають тріщини, створюють ефект так званих «містків», забезпечуючи передачу зусиль між розділеними ділянками бетону. Це сприяє зменшенню ширини розкриття тріщин, підвищенню залишкової несучої здатності та енергоємності руйнування елементів. Також змінюється характер руйнування з крихкого на пластичний при додаванні дисперсних волокон [3]. На рисунку наведено зразки після втрати несучої здатності за результатами експериментальних випробувань на одноосьовий стиск (а) та розтяг (б), проведених у будівельній лабораторії (ЛНТУ) з метою визначення механічних характеристик матеріалу.

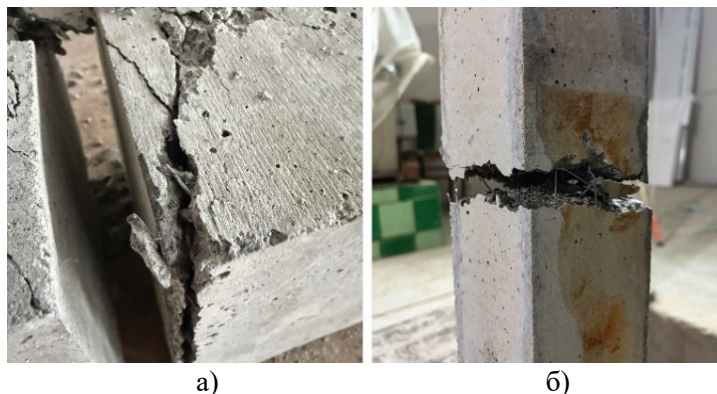


Рисунок. Зруйновані зразки після випробувань на одноосьовий (а) стиск та (б) розтяг

Експериментально встановлено, що застосування сталевих фібр підвищує міцність бетону на розтяг на 30–40%, модуль пружності – на 10–15%, а залишкова міцність при розтягу становить 1,32–2,12 МПа. Для фібробетонних балок навантаження тріщиноутворення зростало у 2–3 рази, а їх несуча здатність підвищилася на 20–30% порівняно зі звичайними залізобетонними елементами [4].

Особливий інтерес становить використання дисперсного армування саме у згинальних елементах, оскільки найбільший ефект фібра проявляє в розтягнутій зоні перерізу. У зв'язку з цим доцільним є підхід комбінованого дисперсного армування, за якого фібробетон застосовується локально лише в зоні дії розтягувальних напружень, тоді як стиснута зона виконується зі звичайного бетону. Ефективним рішенням є виготовлення згинальних елементів із частковим пошаровим дисперсним армуванням [5]. За результатами досліджень [6] встановлено, що балки, додатково армовані сталевією фіброю по всьому об'єму елемента та лише в розтягнутій зоні, мали практично однакову несучу здатність і тріщиностійкість на експлуатаційних рівнях навантаження. При цьому армування лише розтягнутої зони дозволило підвищити жорсткість елементів і зменшити прогини в середньому на 25%, що підтверджує ефективність локального дисперсного армування для збільшення довговічності конструкцій. Такий

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

підхід дозволяє зменшити витрати волокон, а також оптимізувати площу поперечного перерізу без істотного зниження ефективності, що забезпечує більш раціональне використання матеріалів.

Значний потенціал має також комбіноване армування, за якого традиційна стрижнева арматура поєднується з дисперсною [5–8]. У такому випадку поздовжня арматура сприймає основні розтягувальні зусилля, а волокна контролюють розвиток тріщин, підвищують тріщиностійкість і пластичність конструкції. Це особливо важливо для елементів, що працюють за змінних, циклічних або ударних навантажень.

Сучасним напрямом досліджень є чисельне моделювання роботи дисперсно армованих згинальних елементів методом скінченних елементів. Такі моделі дають змогу прогнозувати момент утворення тріщин, їх ширину розкриття, напружено-деформований стан елемента та визначати раціональні параметри армування. Використання математичного моделювання дозволяє суттєво скоротити обсяг експериментальних досліджень і прискорити впровадження нових конструктивних рішень. Зокрема, у роботах українських науковців [9–11] розглядаються методи нелінійного розрахунку та чисельного аналізу залізобетонних згинальних елементів, а у [12; 13] розглянуто підходи до визначення ефективних пружних характеристик фібробетону з урахуванням параметрів волокон.

Окремої уваги потребує використання комбінації різних типів волокон. За результатами експериментів встановлено, що комбіноване дисперсне армування суттєво покращує фізико-механічні властивості фібробетону, а також дозволяє отримати синергетичне поєднання властивостей компонентів [14].

Серед недоліків сталевібробетону варто відзначити технологічну складність забезпечення рівномірного розподілу волокон по всьому об'єму елемента без утворення «іжаків». Саме орієнтування волокон вздовж напрямку навантаження забезпечує їх ефективну роботу в цементній матриці [15]. Перспективним альтернативним рішенням є застосування сталевих сіток як додаткового армувального елемента, оскільки це дозволяє отримати покращені деформаційні властивості, знизити витрати сталі та забезпечити раціональну орієнтацію армування відносно прикладеного навантаження (у поздовжньому або поперечному напрямку) [16].

Для України питання підвищення довговічності та надійності будівельних конструкцій набуває особливого значення в умовах майбутньої відбудови транспортної, промислової та житлової інфраструктури. Також використання сталевібробетону забезпечує покращення опору ударним навантаженням та протидії вибуховій хвилі [17–20]. Використання дисперсного армування є ефективним засобом створення більш тріщиностійких і довговічних елементів із зниженими витратами на подальший ремонт та експлуатацію.

Отже, дисперсне армування є перспективним напрямом удосконалення згинальних залізобетонних елементів. Найбільший практичний інтерес становлять часткове дисперсне армування розтягнутої зони, комбіновані системи армування та застосування чисельного моделювання для оптимізації конструктивних параметрів майбутніх конструкцій. Отримані результати свідчать, що дисперсне армування є одним із найбільш ефективних шляхів підвищення тріщиностійкості, довговічності та експлуатаційної надійності сучасних згинальних залізобетонних конструкцій.

Список використаних джерел

1. Андрійчук О. В., Громов Д. Ю. Вплив дисперсного армування на фізико-механічні властивості бетону: огляд. *Сучасне будівництво та архітектура*. 2026. № 15. С. 51–67. DOI: 10.31650/2786-6696-2026-15-51-67.
2. Qu Sh., Pan C., Peng B., Yue C., Fang Z., Wen Y. Study on the crack resistance of concrete reinforced with flax fiber and multi-walled carbon nanotubes. *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 488. Art. 141884. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2025.141884.
3. Breitenbücher R., Meschke G., Song F., Hofmann M., Zhan Y. Experimental and numerical study on the load-bearing behavior of steel fiber reinforced concrete for precast tunnel lining segments under concentrated loads. *Fiber Reinforced Concrete from Design to Structural Applications* : Proceedings of the FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop. 2014. P. 417–429.
4. Egamberdiyev I., Razzakov S. Determining the strength of glass fiber reinforced concrete beams. *Universum: technical sciences* : elektron. nauchn. zhurn. 2025. No. 11(140). DOI: 10.32743/UniTech.2025.140.11.21292.
5. Бабич Є. М., Мельничук С. М. Залізобетонні згинальні елементи з частковим пошаровим дисперсним армуванням в напружено-деформованому стані. *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2024. № 45. С. 109–115. DOI: 10.31713/budres.v0i45.12.
6. Babych Y. M., Savitskiy V. V., Andriichuk O. V., Ninichuk M. V., Kysliuk D. Y. Results of experimental research of deformability and crack-resistance of two span continuous reinforced concrete beams with combined reinforcement. *IOP Conference. Ser. Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. Art. 012043. DOI: 10.1088/1757-899X/708/1/012043.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

7. Vijayan D. S., Sivasuriyan A., Parthiban D., Jakimiuk A., Bayat H., Podlasek A., Vaverková M. D., Koda E. A comprehensive analysis of the use of SFRC in structures and its current state of development in the construction industry. *Materials*. 2022. Vol. 15, no. 19. Art. 7012. DOI: 10.3390/ma15197012.
8. Білозір В., Мазурак Р. Базова довжина анкерування стрижневої арматури класу А500С у сталевібробетонних балках. *Вісник Львівського національного університету природокористування. Сер. Архітектура та будівництво*. 2023. № 24. С. 45–51. DOI: 10.31734/architecture2023.24.045.
9. Бабич Є. М., Бабич В. Є. Удосконалення розрахунку прогнів згинальних залізобетонних елементів з урахуванням тривалої дії зовнішнього навантаження. *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, конструкції та споруди*. 2022. № 41. С. 87–102. DOI: 10.31713/budres.v0i41.010
10. Азізов Т. Н., Кочкар'єв Д. В. Про нелінійність деформування залізобетонних згинальних елементів. *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, конструкції та споруди*. 2022. Вип. 42. С. 62–75.
11. Азізов Т. Н., Кочкар'єв Д. В. Розрахунок залізобетонних статично невизначених систем з врахуванням тріщиноутворення. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Технічні науки*. 2022. Вип. 2(98). С. 39–48. DOI: 10.31713/vt220224.
12. Сур'янінов М. Г., Неутов С. П., Сур'янінов В. М. Математичні моделі фібробетону. *Просторовий розвиток*. 2024. № 8. С. 373–390. DOI: 10.32347/2786-7269.2024.8.373-390.
13. Смолянкова Т. М. Математичне моделювання механічних характеристик волокнистих композитів із різномодульними компонентами : дис. ... д-ра філософії : 113 / Запорізький національний університет. Запоріжжя, 2021. 133 с.
14. Singh N. K., Rai B. A review of fiber synergy in hybrid fiber reinforced concrete. *Journal of Applied Engineering Sciences*. 2018. Vol. 8, Issue 2. P. 41–50. DOI: 10.2478/jaes-2018-0017.
15. Xue W., Chen J., Xie F., Feng B. Orientation of steel fibers in magnetically driven concrete and mortar. *Materials*. 2018. Vol. 11. Art. 170. DOI: 10.3390/ma11010170.
16. Dvorkin L., Bordiuzhenko O. Study on deformability of reactive powder concrete with steel mesh. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*. 2020. No. 79. P. 78–84. DOI: 10.31650/2415-377X-2020-79-78-84.
17. Karthikeyan M., Verapathran M., Abid S. R., Murali G. The combined effect of glass fiber mesh and steel fiber on two-layered preplaced aggregate concrete against drop weight impact. *Materials*. 2022. Vol. 15, no. 16. Art. 5648. DOI: 10.3390/ma15165648.
18. Yusof M. A., Norazman, Ariffin, Fauzi Mohd Zain, Risby, Ng C. P. Normal strength steel fiber reinforced concrete subjected to explosive loading. *International Journal of Sustainable Construction Engineering & Technology*. 2010. Vol. 1, No. 2.
19. Samadi M., Murali G., Wong L. S. et al. Enhanced impact resistance of novel sustainable preplaced aggregate geopolymer concrete reinforced with steel mesh and 5D fibers. *Scientific Reports*. 2025. Vol. 15. Art. 29564. DOI: 10.1038/s41598-025-14281-9.
20. Кочкар'єв Д. В., Азізов Т. Н. Розрахунок на пробиття уламками огорожувальних конструкцій захисних споруд. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Сер. Технічні науки*. 2024. Вип. 3(107). С. 160–168. DOI: 10.31713/vt3202416.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ВЛАШТУВАННЯ КОТЛОВАНІВ ПІДЗЕМНИХ ПЕРЕХОДІВ ТУНЕЛЬНОГО ТИПУ У ВОДОНАСИЧЕНИХ ГРУНТАХ

¹Хоружий М. М., к.т.н., доцент,

¹Гонта В., студент,

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Будівництво підземних пішохідних переходів тунельного типу в умовах щільної міської забудови супроводжується значними ризиками, пов'язаними з деформаціями основи та зміщенням фундаментів прилеглих споруд. Особливу складність становлять водонасичені піщані ґрунти, у яких розробка котловану нижче рівня ґрунтових вод (РГВ) без застосування захисних заходів може призвести до розвитку суфозійних процесів і втрати стійкості ґрунтового масиву [1; 2].

Метою роботи є оцінка ефективності різних конструктивних рішень огороження котловану та технологій його влаштування в складних гідрогеологічних умовах.

Проектування підземних пішохідних переходів у складних гідрогеологічних умовах вимагає врахування взаємодії системи «споруда–основа». Дослідження напружено-деформованого стану системи огороження котловану виконано із застосуванням методу скінченних елементів у програмному комплексі LIRA-FEM [3; 4]. Такий підхід дозволяє врахувати стадійність будівництва та нелінійну роботу ґрунтової основи.

Моделювання включало аналіз трьох варіантів конструктивних рішень: шпунт ПВХ LD-250, шпунт сталевий типу Ларсена VL601, огороження з двотаврових балок ІРЕ240 з кроком 0,75 м. Розрахунок виконувався для двох випадків навантаження на поверхню землі: за відсутності навантаження та при максимальному розрахунковому навантаженні від транспортних засобів.

За результатами розрахунків встановлено, що максимальні горизонтальні переміщення огороження суттєво залежать від навантаження на поверхню в зоні розташування тунелю. Зокрема, для огороження з ПВХ-шпунта (LD-250) переміщення зростають з 10,5 мм у ненавантаженому стані до 38,2 мм при максимальному розрахунковому навантаженні. Більш жорсткі металеві конструкції характеризуються меншими деформаціями: для сталевих шпунта Ларсена (VL601) переміщення змінюються від 5,2 мм до 21,2 мм, а для балкової системи з двотаврів (ІРЕ240 з кроком 0,75 м) – від 7,1 мм до 26,7 мм відповідно.

Окрім деформаційних характеристик, досліджено напружений стан конструкцій. Аналіз епюр згинальних моментів показав, що їх максимальні значення виникають у нижній третині шпунта – в зоні защемлення нижче дна котловану. Встановлено, що жорсткість перерізу суттєво впливає на розподіл внутрішніх зусиль: більш жорсткі металеві елементи (шпунт Ларсена та двотаври) сприймають більші згинальні моменти (до 25–30 кН·м/м при максимальному навантаженні). Водночас застосування більш гнучкого ПВХ-шпунта дозволяє зменшити пікові внутрішні зусилля (до 20 кН·м/м) за рахунок підвищеної деформативності, що супроводжується збільшенням горизонтальних переміщень.

На основі проведених досліджень для огороження котловану у водонасичених ґрунтах доцільним є застосування шпунта типу Ларсена або ПВХ. Використання конструкцій з окремих елементів із проміжками не рекомендується, оскільки в цьому випадку необхідно забезпечувати суцільність огороження шляхом встановлення додаткових металевих листів між елементами до початку розробки ґрунту. Така технологія є складною у виконанні та при її порушенні може призвести до винесення ґрунту основи. Крім того, зростає ризик розвитку суфозійних процесів нижче дна котловану при відкачуванні води.

Застосування двотаврових балок може бути обґрунтованим у випадку неможливості занурення шпунта Ларсена методом статичного вдавлення. Використання віброзанурення не рекомендується, оскільки призводить до порушення щільності ґрунтової основи.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.3-22:2025. Мости і труби. Основні вимоги проектування. [Чинний від 2026-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2026. 40 с.
2. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. К. : Київ, 2018. 36 с.
3. Програмний комплекс LIRA-SAPR. Приклади розрахунку і проектування. К. : LIRALAND, 2023. 635 с.
4. Барабаш М. С., Кір'язев П. М., Лапенко О. І., Ромашкіна М. А. Основи комп'ютерного моделювання : навч. посіб. К. : НАУ, 2018. 492 с.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ОЦІНКА ТЕРМОСТІЙКОСТІ БЕТОНУ ПІСЛЯ ПОЖЕЖІ

¹Циганенко Л. А., к.т.н., доцент,

¹Циганенко Г. М., ст. викладач

¹Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Актуальність даного питання обумовлена тим, що за час воєнних дій в Україні значне руйнування отримали не лише будівлі та споруди житлового фонду та критичної інфраструктури а й будівлі агропромислових комплексів. За даними аналітичного центру KSE Institute, понад 15% зерносховищ в Україні були пошкоджені або знищені. Руйнування будівель відбувалось переважно із-за дії вибухової хвилі, прямого влучання снарядів або БПЛА з бойовою частиною, що обумовлювало виникнення пожежі як наслідок. Ті будівлі зерносховищ які залишились частково ушкодженими мали певну проблематику для їх відновлення: наявність зерна, що зберігалось у сховищах посилювало температуру при пожежі та спричиняло термічне навантаження на бетонні конструкції. Під час проведення обстеження будівлі зерносховища агропромислового підприємства в Харківській області, було зафіксовано пошкодження бетонних конструкцій із-за пожежі, що виникла як всередині сховища, так і в безпосередній близькості від нього. Для оцінки технічного стану споруди та прийняття рішення щодо подальшої її експлуатації було проведено лабораторні дослідження відібраних зразків бетону з метою встановлення механізмів руйнування бетону підлоги зерносховища під дією високої температури при пожежі та визначення характеру змін його міцності, мікроструктури та хімічного складу. Відібрані зразки на різній відстані від епіцентру пожежі, а також контрольний зразок, що не був пошкоджений вогнем досліджувались в лабораторії СНАУ методами скануючої електронної мікроскопії та термопрограмованої мас-спектрометрії. Під час дослідження було встановлено залежності поведінки бетону при високих температурах за трьома основними механізмами руйнування: термогідралічним - тиск пари в порах, термомеханічним-різниця термічного розширення цементного каменю та заповнювачів та термохімічним-дегідратація цементного каменю, розклад $\text{Ca}(\text{OH})_2$ та CSH.

Найбільш критичними для бетону виявились температурні діапазони 300–600° С та 600–800° С де спостерігалось різке зниження міцності бетону до 50% і більше. Дослідження мікроструктури зразків бетону методом електронної мікроскопії зафіксувало значні структурні зміни в ньому, а саме: збільшення пористості, руйнування гідратаційних продуктів, утворення мікро- та макротріщин, оплавлення поверхні зразку в зоні максимальних температур (близько 1200° С). Зміна кольору бетону від сірого до червонувато-чорного свідчить про термохімічні перетворення та наявність продуктів горіння. При дослідженні бетонних зразків методом термопрограмованої мас-спектрометрії було отримано термограми де зафіксовано інтенсивне виділення H_2O , CO , CO_2 , сполук сірки зі зразків, що підтверджує активні термохімічні процеси деструкції матеріалу. Температурний градієнт між зовнішніми та внутрішніми шарами бетону став однією з головних причин утворення тріщин. Проведені дослідження зразків бетону вище описаними методами довело, що вплив надвисоких температур суттєво впливає на зміну структури бетону та його хімічний склад.

Висновки та рекомендації. Висока температура пожежі спричиняє комплексне руйнування бетону зерносховищ через термогідралічні, термомеханічні та термохімічні процеси. Найбільш вразливими є зони безпосереднього впливу вогню, де втрата міцності може перевищувати 50–80%.

Для підвищення стійкості бетонних конструкцій зерносховищ до високотемпературного впливу можна рекомендувати:

- застосовувати поліпропіленові волокна, базальтову або поліефірну фібру для запобігання явищу вибухового сполінгу;
- вводити в склад бетону мінеральні домішки такі як: мікросиліка, метакаолін, летючий попел для підвищення термостійкості цементного каменю та використовувати жаростійкі заповнювачі такі як шамот, базальт, корунд;

Запровадження цих заходів дозволить суттєво підвищити пожежну безпеку та довговічність бетонних конструкцій зерносховищ в умовах сучасних загроз.

Список використаних джерел

1. Shkromada O., Ivchenko V., Chivanov V., Tsyhanenko L., Tsyhanenko H., Moskalenko V., Kyrchata I., Shersheniuk O., Litsman Y. Defining patterns in the influence exerted by the interrelated biochemical corrosion on concrete building structures under the conditions of a chemical enterprise. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2021. Vol. 2(6(110)). P. 52–60. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2021.226587>.

ЗБІРНІ ТРЬОХШАРОВІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПАНЕЛІ З ЛОКАЛЬНИМИ ЗВ'ЯЗКАМИ

¹Кочкар'єв І. Д., студент

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Сучасний етап розвитку будівельної галузі в Україні потребує впровадження конструктивних систем, що поєднують у собі високі темпи монтажу з жорсткими вимогами щодо енергоефективності. Традиційні методи зведення огорожувальних конструкцій часто не забезпечують необхідної швидкості відновлення житлового та промислового фонду в умовах обмежених часових ресурсів. Використання багат шарових збірних елементів є одним із найбільш перспективних напрямків, оскільки дозволяє перенести основні трудовитрати у заводські умови. Це забезпечує стабільно високу якість опорядження та значне зниження матеріаломісткості будівель при одночасному досягненні високих теплотехнічних показників. Таким чином, розробка оптимізованих тришарових конструкцій є стратегічним завданням для забезпечення сталого розвитку будівельного сектору. Метою даного дослідження є наукове обґрунтування та чисельна перевірка ефективності конструкції збірної тришарової панелі з дискретними арматурними зв'язками, яка здатна сприймати експлуатаційні навантаження при забезпеченні максимальної технологічності виготовлення.

Пропонована конструкція тришарової панелі базується на використанні двох зовнішніх шарів із важкого залізобетону та внутрішнього шару з ефективного утеплювача на основі пінополістиролу або мінераловатних плит. Ключовим технічним рішенням у даній розробці є спосіб з'єднання бетонних шарів за допомогою спеціальної поперечної арматури зигзагоподібної конфігурації. Такий тип зв'язків виконує роль просторової ферми, що забезпечує спільну роботу шарів на згин та перерізувальну силу (рисунок). Крок встановлення зигзагоподібної арматури прийнято рівним 600 мм, що є оптимальним з точки зору мінімізації теплопровідних включень. Така відстань між вузлами з'єднання дозволяє безпешко владштувати плити утеплювача без необхідності їх складного підрізання чи деформації.

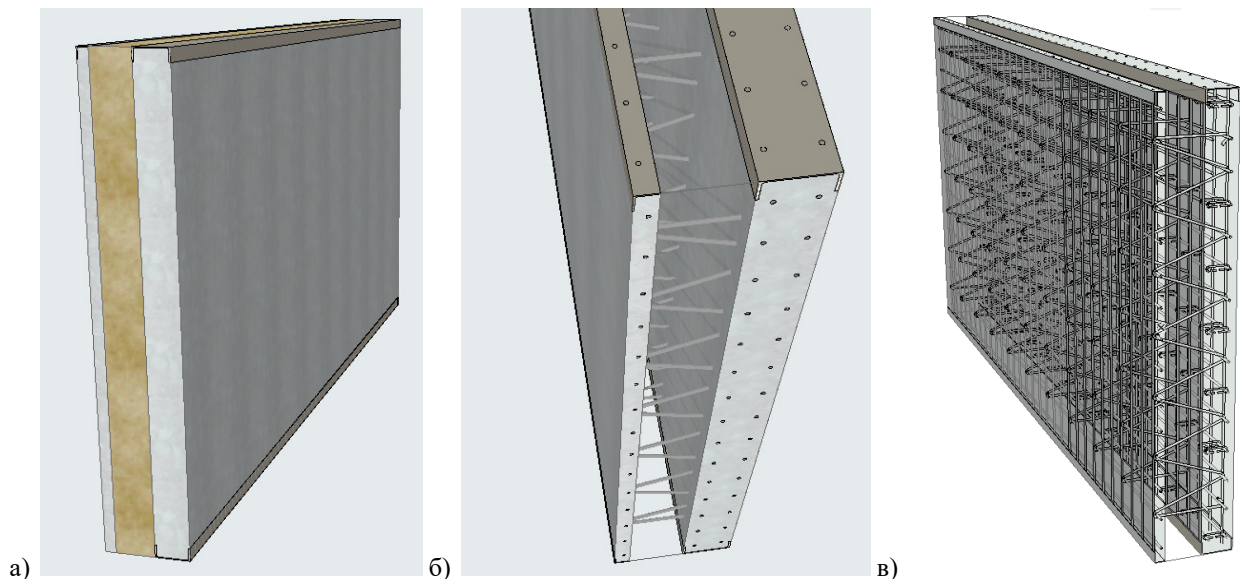


Рисунок. Збірна трьохшарова залізобетонна панель з локальними зв'язками:

а) загальний вигляд із утеплювачем; б) загальний вигляд без утеплювача; в) схема армування

Для перевірки несучої здатності конструкції було виконано розрахунок методом скінченних елементів у сучасному програмному комплексі ЛІРА-САПР. Розрахункова модель враховувала просторову роботу системи, де бетонні шари моделювалися універсальними об'ємними скінченними елементами, а арматурний каркас – стрижневими елементами типу КЕ4. У процесі моделювання було досліджено напружено-деформований стан панелі при дії вертикального стискаючого навантаження від вище розташованих конструкцій. Окремим етапом розрахунку стала перевірка на поперечне вітрове навантаження, яке створює значні згинальні моменти у гнучких зв'язках. Результати чисельного аналізу підтвердили, що зигзагоподібна арматура ефективно перерозподіляє зусилля між шарами, запобігаючи їх розшаруванню та забезпечуючи загальну стійкість елемента.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Застосування такої схеми армування дозволяє досягти високої жорсткості при відносно невеликій власній вазі панелі. Виробничий цикл виготовлення таких плит на заводі включає повне зовнішнє та внутрішнє опорядження поверхні бетону. Це виключає потребу у проведенні мокрих процесів на будівельному майданчику після монтажу. Завдяки високій заводській готовності зведення будівель відбувається за принципом швидкого збирання, що мінімізує вплив людського фактора на якість огорожувальних конструкцій. Економічний ефект досягається за рахунок скорочення термінів окупності об'єкта та зниження витрат на опалення в процесі експлуатації.

Конструктивне поєднання окремих панелей між собою та з фундаментною базою здійснюється за допомогою сталевих закладних деталей у формі швелерів № 22 та рівнополічних кутиків розміром 70x70x5 мм, що гарантує жорсткість вузлових з'єднань та надійну передачу зусиль. Особливу роль у забезпеченні просторової стійкості відіграють V-подібні сталеві елементи, які функціонують у структурі панелі як компоненти просторової ферми, працюючи на розтяг і стиск при дії вітрових навантажень. Суттєвою перевагою даного рішення є можливість повної заводської готовності елементів, що дозволяє здійснювати монтаж будівель «з коліс» без необхідності проведення додаткових опоряджувальних робіт на майданчику. Гнучкість зигзагоподібних зв'язків дозволяє зовнішньому бетонному шару вільно деформуватися під впливом добових та сезонних перепадів температур, що нівелює ризик виникнення тріщин у несучому каркасі. При виконанні розрахунків у ПК ЛПА-САПР особлива увага приділялася моделюванню металевих закладних частин оболонковими елементами по серединних площинах, що дозволило максимально точно зафіксувати зони концентрації напружень у місцях зварних швів. Специфіка розрахунку також полягає у перевірці анкерування діагональних гілок зигзагоподібної арматури, яка повинна забезпечувати цілісність багат шарового «сандвіча» при від'ємному вітровому тиску. Орієнтовна вага розробленої панелі, залежно від товщини шарів бетону, становить близько ≈ 700 кг/м. Завдяки високим показникам опору осьовому стиску, розроблена конструкція панелей дозволяє зводити будівлі середньої поверховості, забезпечуючи необхідний запас міцності несучих стін для прийняття сумарної ваги вище розташованих поверхів. Плити перекриття спираються безпосередньо на внутрішню залізобетону панель, при цьому передача вертикальних зусиль оптимізується через систему опорних закладних деталей, що інтегровані в арматурний каркас стінового елемента. Надійне сполучення з горизонтальними дисками жорсткості реалізується шляхом зварювання монтажних петель або випусків арматури плит із верхніми торцевими закладними деталями у формі швелера № 22, що створює жорсткий вузол, здатний сприймати зсувні зусилля.

Висновки

1. Розроблена конструкція трьохшарової панелі з зигзагоподібним армуванням демонструє високу структурну цілісність та надійність при комбінованій дії вертикальних і горизонтальних навантажень.
2. Використання кроку зв'язків у 600 мм є раціональним компромісом між вимогами статичного розрахунку та технологічністю монтажу теплоізоляційного шару.
3. Розрахунок панелей на основі методу скінченних елементів підтвердив достатню жорсткість панелі, що дозволяє використовувати її як самонесучий або несучий елемент у житловому та цивільному будівництві.
4. Впровадження таких панелей забезпечує прискорення темпів будівництва та суттєве покращення теплотехнічного захисту будівель.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
2. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Київ : Мінрегіон України, 2021. 98 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ : Мінбуд України, 2006. 60 с.
4. О. С. Городецький, М. С. Барабаш, Р. Ю. Водоп'янов. Програмний комплекс ЛПА-САПР : навч. посіб. / Київ : МС Груп, 2014. 232 с.

РОЗШИРЕННЯ МОЖЛИВОСТЕЙ САПР ЗАСОБАМИ ВБУДОВАНОГО ПРОГРАМУВАННЯ VBA В AUTOCAD ТА GDL В ARCHICAD

¹Мартинюк І. П., студент

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Сучасні системи автоматизованого проєктування, такі як AutoCAD та ArchiCAD, забезпечують широкий набір стандартних інструментів. Проте при вирішенні спеціалізованих інженерних задач (наприклад, побудова типових конструктивних схем або вузлів) стандартного функціоналу часто недостатньо. Це зумовлює необхідність використання вбудованих мов програмування, які дозволяють автоматизувати рутинні процеси, зменшити кількість помилок та підвищити ефективність роботи інженера. Особливо актуальним це є в умовах зростання вимог до швидкості та точності проєктування. Практично кожна сучасна САПР надає користувачам можливість створення власних макросів і програмних модулів. У середовищі AutoCAD це реалізується за допомогою мови Visual Basic for Applications, яка є доступною та зрозумілою навіть для користувачів без глибокої підготовки в програмуванні. Розглянутий приклад (рисунок) демонструє створення макросу для автоматизованої побудови кроквяної ферми. Основними етапами є: створення користувацької форми для введення параметрів (довжина, висоти); перевірка коректності введених даних; алгоритмічне формування геометрії конструкції через координатний опис; використання циклів для генерації повторюваних елементів (розкоси, стійки); автоматичне масштабування та завершення роботи програми.

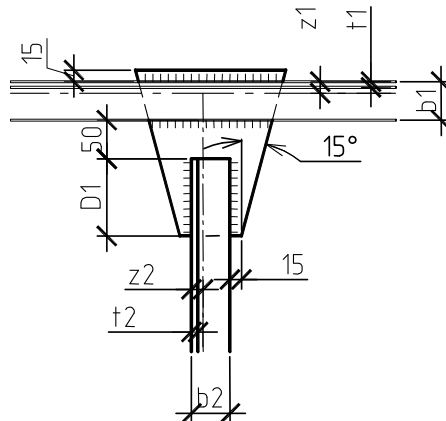


Рисунок. Приклад створення вузла металевої ферми

Такий підхід дозволяє швидко генерувати типові конструкції з варіативними параметрами без ручного креслення. У системі ArchiCAD подібні можливості реалізуються через мову GDL, яка орієнтована на створення параметричних об'єктів. Розглянутий приклад побудови вузла ферми включає: параметризацію геометричних характеристик елементів; програмне формування 2D-геометрії через скрипти; використання математичних залежностей для побудови складних елементів (фасонки, шви); застосування циклів для генерації повторюваних деталей (зварні шви).

Таким чином, GDL дозволяє створювати бібліотечні елементи, які можуть багаторазово використовуватись у проєктах із різними параметрами.

Висновки

Використання вбудованих мов програмування у САПР є ефективним інструментом розширення їх функціональних можливостей. На прикладі VBA в AutoCAD та GDL в ArchiCAD показано, що: автоматизація значно скорочує час виконання типових операцій; параметричне моделювання забезпечує гнучкість і універсальність інженерних рішень; зменшується ймовірність помилок, пов'язаних із ручним введенням та побудовою; відкриваються можливості для створення власних інженерних інструментів під конкретні задачі. Отже, інтеграція програмування в процес проєктування є важливим напрямом підвищення ефективності інженерної діяльності та розвитку сучасних САПР.

Список використаних джерел

1. GDL Reference Guide. URL: <https://help.graphisoft.com/AC/28/INT/GDL.pdf>. (дата звернення: 18.04.2026).
2. Boeykens S., Van de Walle R., Pauwels P. A BIM Professional's Guide to Learning Archicad. Packt Publishing, 2023

ЛАБОРАТОРНІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДІЇ ДОВАНТАЖУВАЛЬНИХ СИЛ ТЕРТЯ, ЩО ДІЮТЬ ПО БІЧНІЙ ПОВЕРХНІ КОНУСОПОДІБНИХ ПАЛЬ У СТРУКТУРНО-НЕСТІЙКИХ ҐРУНТАХ

¹Купрейчик А. Ю.

¹Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова, м. Харків, Україна

У сучасних умовах міського будівництва дедалі частіше виникає потреба в освоєнні території зі складними інженерно-геологічними умовами, зокрема ділянок, складених структурно-нестійкими ґрунтами. До таких ґрунтів належать просадні, насипні, слабкі та неоднорідні за механічними властивостями ґрунти, які при замочуванні або під дією динамічних і вібраційних навантажень можуть зазнавати значних деформацій унаслідок руйнування структурних зв'язків. За цих умов одним із найбільш ефективних рішень є застосування пальових фундаментів, зокрема бурових паль. Проте при проектуванні паль у структурно-нестійких ґрунтах необхідно враховувати дію сил довантажувального, або негативного, тертя, що виникають у разі, коли швидкість просідання ґрунтового масиву навколо палі перевищує швидкість просідання самої палі. Такі сили чинять додаткове вертикальне навантаження на палю та зменшують її розрахункову несучу здатність.

Актуальність дослідження зумовлена необхідністю уточнення підходів до оцінювання довантажувальних сил тертя та пошуку конструктивних рішень, здатних зменшити їхній вплив. Існуючі нормативні та розрахункові підходи часто базуються на спрощених уявленнях і не повною мірою враховують особливості формування напружено-деформованого стану дисперсного ґрунтового середовища. У зв'язку з цим значний науковий і практичний інтерес становить дослідження взаємодії структурно-нестійкого ґрунтового масиву з палями різної форми, зокрема конусоподібними. Аналіз попередніх досліджень показав, що хоча проблема негативного тертя в пальових фундаментах розглядалася багатьма вітчизняними й зарубіжними вченими, питання впливу конусності бурових паль на величину довантажувальних сил у структурно-нестійких ґрунтах залишалося недостатньо вивченим [1–4].

Метою роботи було експериментальне визначення якісного та кількісного впливу ступеня конусності палі на величину сил довантажувального тертя по її бічній поверхні у структурно-нестійких ґрунтах. Для досягнення цієї мети було проведено серію лабораторних досліджень на моделях паль, у яких розвиток просадних деформацій у ґрунтовому масиві навколо палі моделювався без безпосереднього навантаження самої палі.

У роботі розглядалися дві моделі паль: циліндрична та конусоподібна. Перший варіант експерименту ґрунтувався на моделюванні просідання ґрунтового масиву шляхом зниження тиску повітря в пневматичній гумовій камері, розташованій у нижній частині лотка [5; 6]. Сила довантажувального тертя P_n , що виникала по бічній поверхні палі, фіксувалася за допомогою динамометра. За результатами цього дослідження встановлено, що при зменшенні площі бічної поверхні конусоподібної палі приблизно на 25% порівняно з циліндричною величина сил довантажувального тертя зменшилася на 59%. Для циліндричної моделі площа бічної поверхні становила $0,16 \text{ м}^2$, а сила $P_n = 18,3 \cdot 10^{-2} \text{ кН}$, тоді як для конусоподібної палі ці показники становили відповідно $0,12 \text{ м}^2$ і $7,5 \cdot 10^{-2} \text{ кН}$. Отриманий результат свідчить про суттєвий вплив конусності палі на характер її взаємодії з навколишнім ґрунтом (див. рис. 1).

Другий варіант моделювання передбачав створення відносного осідання ґрунтового масиву шляхом прикладання вертикального навантаження до поверхні ґрунту навколо палі без навантаження самої палі. У якості модельного середовища використовувалася суміш піску та кульок пінополістиролу у співвідношенні 3:1. Після засипання суміші в лоток на поверхню ґрунту уклали металевий лист і прикладали ступінчасте навантаження. Додаткові сили, що виникали внаслідок довантажувального тертя, реєструвалися динамометром. Цей варіант також підтвердив зменшення негативного тертя для конусоподібної палі. Аналіз результатів показав, що в цьому випадку сила довантажувального тертя зменшилася на 46% порівняно з циліндричною моделлю (див. рис. 2).

Третій варіант експериментального моделювання відрізнявся тим, що як заповнювач використовувався лише пухкий пісок без додавання пінополістирольних кульок. Просадні деформації моделювалися за рахунок нещільного стану піщаного масиву. Порівняння результатів для циліндричної та конусоподібної моделей показало, що і в цьому випадку конусність палі забезпечує зменшення довантажувального тертя. Зниження величини P_n становило 37%, що також підтверджує стійку позитивну тенденцію впливу геометричної форми палі на умови її роботи в структурно-нестійкому ґрунті.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

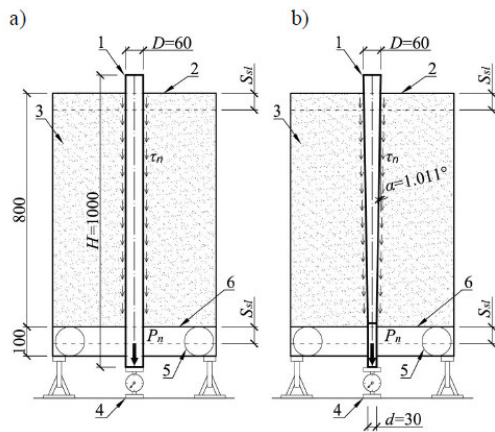


Рис. 1. Схема першої експериментальної установки для визначення сил довантажувального тертя ґрунту по бічній поверхні палі із різним ступенем конусності стовбура: а) циліндрична паля; б) конусоподібна паля; 1 – дерев'яна модель палі; 2 – лоток; 3 – пісок (дрібний, сухий, однорідний, $\gamma \approx 15 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 30^\circ$); 4 – динамометр; 5 – пневматична гумова камера; 6 – перегородка

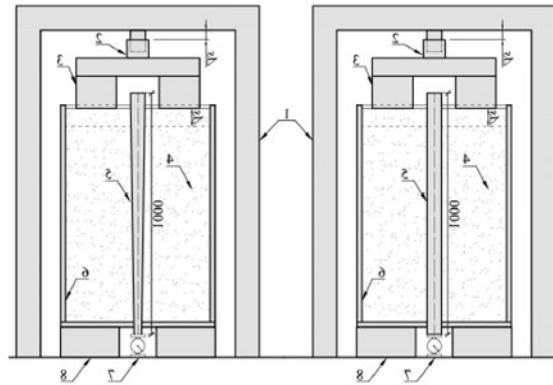


Рис. 2. Схема другої експериментальної установки для визначення сил довантажувального тертя ґрунту по бічній поверхні палі із різним ступенем конусності стовбура: а) циліндрична паля; б) конусоподібна паля; 1 – металева опорна рама; 2 – домкрат; 3 – кільцевий штамп для навантаження поверхні ґрунтового масиву; 4 – ґрунтова суміш (пісок або пісок і кульки пінополістиролу); 5 – паля; 6 – металевий лоток; 7 – динамометр; 8 – основа лотка

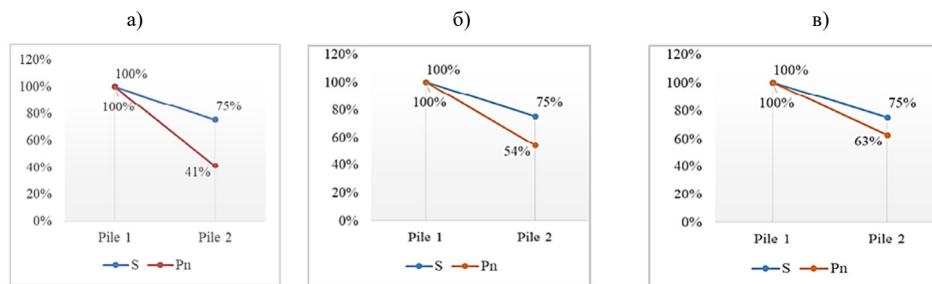


Рис. 3. Результати лабораторних експериментальних досліджень:

Діаграма показує, що при незначному (до 25%) зменшенні площі бічної поверхні конусоподібної моделі палі порівняно з циліндричною формою стовбура величина сил довантажувального тертя (P_n) зменшується на:

- а) перший лабораторний експеримент – 59%;
- б) другий лабораторний експеримент – 46%;
- в) третій лабораторний експеримент – 37%

Отже, результати лабораторних експериментальних досліджень показали, що навіть незначне зменшення площі бічної поверхні палі внаслідок надання їй конусоподібної форми дозволяє суттєво знизити сили довантажувального тертя. Для трьох схем моделювання просадних деформацій зменшення цих сил становило відповідно 59%, 46% і 37% (див. рис. 3). Це свідчить про доцільність використання бурових конусоподібних палей при прорізання значної товщі структурно-нестійких ґрунтів. Отримані результати можуть бути використані для подальшого вдосконалення методів розрахунку палевих фундаментів і розроблення більш ефективних конструктивних рішень для складних інженерно-геологічних умов.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ : Міністерство розвитку громад та територій України.
2. Robinsky E. I., Sagar W. L., Morrison C. F. Вплив форми та об'єму на несучу здатність модельних палей у піску. *Canadian Geotechnical Journal*. 1964. Vol. 1(4). С. 189–204.
3. Hesahm M., Naggat E. L. Експериментальне дослідження осрової роботи конусоподібних палей. *Canadian Geotechnical Journal*. 1998. Vol. 35(1). С. 641–654.
4. Paik Kyu-Ho, Lee Jun-Hwan, Kim Dae-Hong. Вплив кута конусності на освову роботу конусоподібних палей у піску. *Journal of the Korean Geotechnical Society*. 2007. Vol. 23. С. 105–115.
5. Самородов О. В. Проектування ефективних комбінованих палевих і плитних фундаментів багатоповерхових будівель. Харків : друкарня «Мадрид». 2017. 204 с.
6. Самородов О. В., Убийвовк А. В., Купрейчик А. Ю., Найдьонова В. Є. Нова конструкція бурової конусоподібної палі для влаштування у структурно-нестійких ґрунтах. *Academic Journal. Ser. Industrial Machine Building, Civil Engineering*. 2018. Vol. 2(51). С. 102–107.

ВІДНОВЛЕННЯ ПРАЦЕЗДАТНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ РОБОЧОЇ ВЕЖІ ЕЛЕВАТОРА

¹Луцьковський В. М., к.т.н.,

¹Циганенко Г. М., ст. викладач

¹Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Повномасштабна збройна агресія російської федерації проти України призвела до значних руйнувань промислової та аграрної інфраструктури. Особливо постраждали елеваторні комплекси, які є стратегічно важливими об'єктами забезпечення продовольчої безпеки держави. Значна частина робочих веж елеваторів отримали пошкодження різного ступеня тяжкості внаслідок артилерійських обстрілів, що призводить до втрати несучої здатності основних конструктивних елементів і унеможливає подальшу експлуатацію об'єктів. При частковому руйнуванні будівельних конструкцій можливо їх швидке відновлення і продовження нормальної експлуатації об'єктів будівництва.

В таких умовах особливої актуальності набуває розробка ефективних, економічно доцільних та швидких методів відновлення пошкоджених залізобетонних конструкцій з метою якнайшвидшого повернення об'єктів у робочий стан. Важливим є не лише повернення об'єкта до робочого стану, а й забезпечення можливості модернізації технологічного обладнання. Розробка раціональних схем підсилення пошкоджених конструкцій з урахуванням реальних умов експлуатації та можливостей місцевих підрядних організацій є важливим науково-практичним завданням сучасного будівництва.

Пошкоджені будівлі та споруди повинні підлягати технічному обстеженню згідно [1; 3] оскільки це дозволяє більш ретельно оцінити технічний стан конструктивних елементів і будівель в цілому і прийняти обґрунтовані організаційно-технічні заходи щодо технології розбирання, ремонту, підсилення та відновлення об'єктів будівництва.

Співробітниками кафедри будівельних конструкцій СНАУ та НВП «Будівельна наука» було проведено технічне обстеження робочої вежі елеватору, розташованого в селищі Залізничне Чугуївського району Харківська області. Будівля робочої вежі виконана з монолітного залізобетону. Основними вертикальними несучими елементами є колони багатокутного перерізу, крок колон складає близько 2,4 м. Міжповерхові перекриття влаштовані як ребристими (балки перекриття перерізом 160x750 мм), так і безреберними з товщиною плит 120 мм і 250 мм відповідно.

Внаслідок артилерійського обстрілу механічних пошкоджень зазнали зовнішня стіна з колоною та перекриття між четвертим та п'ятим поверхами будівлі. Характер пошкоджень наведено на фото (див. рис. 1). Розташування конструкцій, що зазнали найбільших пошкоджень наведено на фрагменті плану перекриття між четвертим та п'ятим поверхами (див. рис. 2).



Рис. 1. Характер пошкоджень колони та міжповерхового перекриття

За результатами обстеження технічний стан пошкоджених конструкцій було класифіковано як аварійний по причині значної втрати їх несучої спроможності.

Вибір схеми підсилення пошкоджених конструкцій проводився відповідно до [2] і враховував:

- конструктивні особливості будівлі;
- характер пошкоджень конструкцій;
- необхідність заміни розташованого на перекритті зруйнованого технологічного обладнання на більш потужне;
- можливості місцевих підрядних організацій щодо швидкого відновлення конструкцій та введення

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

об'єкта в експлуатацію.

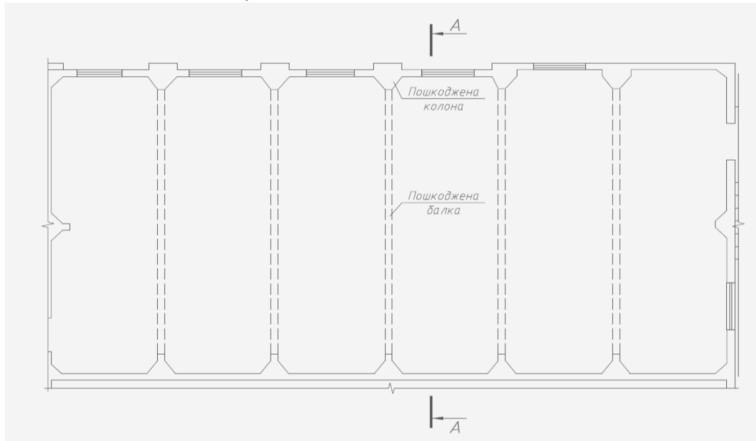


Рис. 2. Фрагмент плану міжповерхового перекриття з зазначенням розташування найбільш пошкоджених конструкцій

Запропоновано провести підсилення пошкоджених конструкцій металопрокатом: для колони в шляхом її обрамлення обіймою з кутиків, для балки перекриття шляхом влаштування біля неї просторової ферми переважно з кутиків і нижнім поясом з швелеру. Спи-

рання ферми підсилення передбачено на металеві стояки з квадратних труб з кріпленням останніх до залізобетонних колон будівлі. Схему підсилення конструкцій наведено на рис. 3. Пробиті отвори та інші локальні порушення цілісності бетону конструкцій передбачено провести їх бетонуванням з відновленням пошкодженої арматури конструкцій.

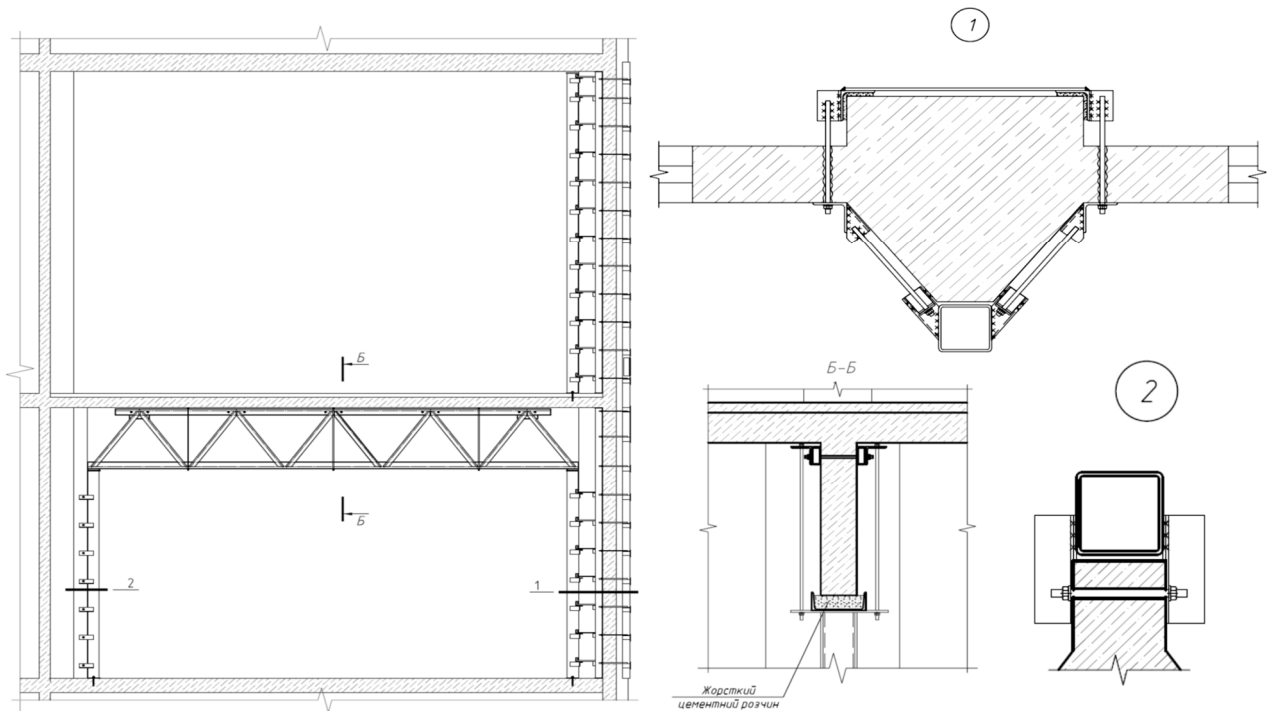


Рис. 3. Схема підсилення пошкоджених конструкцій будівлі

За результатами проведеного обстеження та аналізу пошкоджень конструкцій розроблено ефективну схему підсилення пошкоджених конструкцій робочої вежі елеватора за допомогою металевого обрамлення та просторової ферми. Запропоноване рішення забезпечує відновлення несучої здатності конструкцій, враховує необхідність модернізації технологічного обладнання та може бути реалізоване місцевими підрядними організаціями у найкоротші терміни.

Список використаних джерел

1. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2024. 74 с.
2. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 151 с.
3. Пам'ятка з обстеження будівель та споруд, пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та терористичних актів. URL: http://www.gitn.org.ua/news/Pamyatka_zobstezhennyabudiveltasporudposhkodzenikhvnaslidoknadzvichaynikhsituatsiyboyovikhdiytateror/ (дата звернення: 18.04.2026).

ВПЛИВ ГОРИЗОНТАЛЬНИХ ДІЙ МОСТОВИХ КРАНІВ НА ВТОМНУ МІЦНІСТЬ ЗВАРНИХ ПІДКРАНОВИХ БАЛОК

¹Самчук Р. А., аспірант,

¹Хміль Р. Є., д.т.н., професор

¹Національний університет «Львівська Політехніка», м. Львів, Україна

Підкранові балки мостових кранів працюють в умовах багаторазового повторного навантаження, що зумовлює потребу в достовірній оцінці їхньої втомної міцності. Однією з найбільш вразливих зон таких конструкцій є зварне з'єднання стінки з верхнім поясом, оскільки саме в цій області поєднуються загальний згин балки, локальні ефекти від колісного навантаження, зміни жорсткості та концентрації напружень у зоні шва. У практиці експлуатації підкранових конструкцій саме втомні пошкодження часто стають причиною утворення тріщин, зниження несучої здатності та необхідності ремонту або підсилення конструкцій.

У сучасній практиці розрахунку підкранових балок втомну перевірку нерідко виконують за спрощеними схемами навантаження, у яких основну увагу приділяють вертикальним колісним силам.

$$Q_e = \varphi_{fat} \cdot \lambda_i \cdot Q_{max,i}$$

де Q_e – еквівалентне колісне навантаження за втомним пошкодженням;

φ_{fat} – динамічний коефіцієнт втоми для вертикальних колісних дій;

λ_i – коефіцієнт еквівалентності пошкодження, що враховує спектр / циклічність навантаження;

$Q_{max,i}$ – максимальне характеристичне вертикальне колісне навантаження для колеса i .

Водночас горизонтальні дії від розгону і гальмування крана та вантажного візка часто вважаються другорядними або такими, що не мають істотного впливу на втому. Подібне спрощення частково пов'язане з окремими положеннями нормативних документів, де зазначається, що вплив горизонтальних кранових навантажень на втому зазвичай є незначним. Однак таке формулювання не повинно автоматично трактуватися як підстава для їх повного ігнорування, оскільки в реальних умовах експлуатації мостових кранів горизонтальні сили є регулярною складовою робочого циклу та можуть істотно впливати на діапазони напружень у втомонебезпечних деталях.

Метою дослідження є оцінка впливу горизонтальних експлуатаційних дій мостового крана на втомне пошкодження зварного з'єднання стінки та пояса сталевій підкрановій балці. Для цього розглянуто числовий приклад мостового крана вантажопідймальністю, який рухається по сталевій підкрановій балці зварного двотаврового перерізу. У дослідженні використано детальну скінченно-елементну модель крана та підкранової конструкції. Такий підхід дозволяє більш реалістично визначити колісні реакції та врахувати нерівномірність розподілу навантажень залежно від положення візка, положення крана вздовж колії та динамічних ефектів, що супроводжують роботу механізмів пересування.

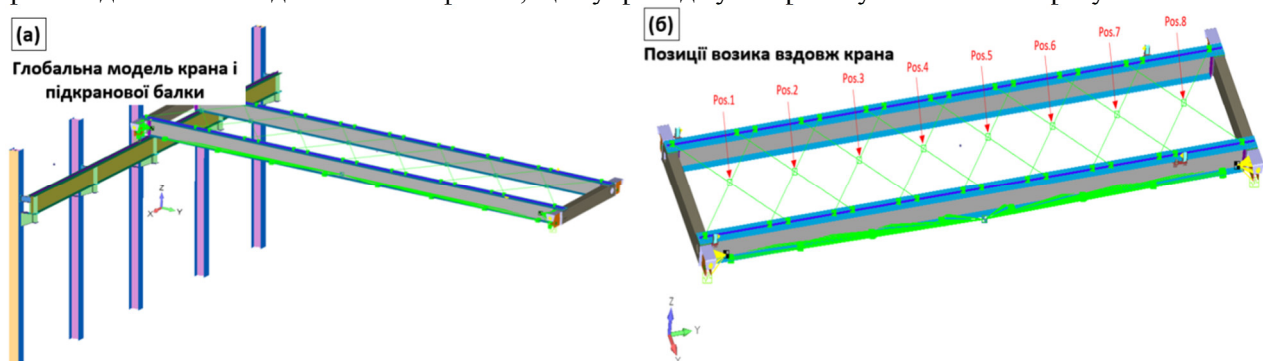


Рисунок. Глобальна модель крана і підкранової балки (а) та позиції возика вздовж крана (б)

Для оцінки втомної поведінки підкранової балки було розглянуто два основні сценарії навантаження. У першому сценарії враховувалися лише вертикальні колісні сили (V). У другому сценарії до вертикальних дій додатково включалися горизонтальні сили (VH), викликані розгоном і гальмуванням крана, які передаються через рейку на підкранову балку. Крім того, оцінювання виконувалося для двох варіантів зварного з'єднання стінки та пояса: при наявності двостороннього кутового шва та при повнопровареному шві. Втомний розрахунок здійснювався із застосуванням лінійного правила накопичення пошкоджень Пальмгрена – Майнера на основі S–N підходу згідно з положеннями EN 13001 та Eurocode 3:

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

$$D = \sum_j \frac{n_j}{N_j},$$

де n_j – прикладена кількість циклів на рівні j ;

N_j – допустима кількість циклів до руйнування на рівні j (за S–N кривою);

D – сумарне накопичене втомне пошкодження за правилом Пальмгрена – Майнера.

При цьому для різних типів зварного з'єднання використовувалися відповідні категорії втомної міцності, що дало можливість порівняти чутливість результатів не лише до схеми навантаження, а й до прийнятої нормативної класифікації деталі.

Результати дослідження показали, що врахування горизонтальних дій у розглянутому випадку призводить до зростання накопиченого втомного пошкодження приблизно на 22% порівняно зі схемою, у якій враховано лише вертикальні сили. Такий приріст виявився достатнім для того, щоб у частині розрахункових випадків змінити загальний висновок перевірки – з допустимого стану на недопустимий.

Таблиця

Стандарт	Тип зварного шва	Сценарій V	Сценарій VH	Зміна (V→VH)
EN 13001	Подвійний кутовий шов	0.93	1.13	+22%
EN 13001	Зварний шов з повною проваркою	0.66	0.80	+22%
EN 1993-1-9	Подвійний кутовий шов	1.83	2.23	+22%
EN 1993-1-9	Зварний шов з повною проваркою	0.93	1.13	+22%

Окремої уваги заслуговує питання нормативної інтерпретації результатів. У роботі показано, що вибір нормативної бази та категорії втомної міцності для зварного з'єднання істотно впливає на кінцеву оцінку. Для однакової конструктивної деталі результати за EN 13001 та EN 1993-1-9 можуть відрізнятися доволі суттєво, що безпосередньо позначається на рівні накопиченого пошкодження та висновках щодо конструкції. Це свідчить про необхідність обережного підходу до вибору розрахункової моделі, особливо у випадках обстеження існуючих підкранових балок, оцінки залишкового ресурсу або прийняття рішень щодо підсилення та продовження терміну служби конструкцій.

Таким чином, результати проведеного дослідження свідчать, що горизонтальні експлуатаційні дії мостових кранів не слід розглядати як автоматично «несуттєві» при втомній перевірці підкранових балок. Для конструкцій, у яких мають місце часті цикли розгону та гальмування, а також для втомнебезпечних зварних деталей у зоні з'єднання стінки з полчкою, горизонтальні сили явно доцільно враховувати у розрахунку. Це особливо важливо для деталей, що вже працюють поблизу граничного рівня використання ресурсу, оскільки навіть відносно помірне збільшення діапазону напружень здатне істотно вплинути на довговічність конструкції. Це дозволяє підвищити достовірність оцінки технічного стану підкранових конструкцій, більш обґрунтовано прогнозувати їхній залишковий ресурс та приймати інженерно виважені рішення щодо ремонту, реконструкції або подовження строку безпечної експлуатації.

Список використаних джерел

1. Samchuk R., Khmil R. Influence of horizontal crane actions in fatigue assessment of welded web–flange connections in steel runway beams. *Procedia Structural Integrity*. 2026. Vol. 81. P. 184–191. URL: <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2026.03.032>
2. EN 1993-6:2007. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures. Brussels : CEN, 2007. 37 p.
3. EN 1993-1-9:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue. Brussels : CEN, 2005. 34 p.
4. NEN-EN 13001-3-1:2025. Cranes – General design – Part 3-1: Limit states and proof of competence of the steel structure. Brussels : CEN, 2025. 129 p.

ЗМІНА ВОЛОГОСТІ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ КРОКВ'ЯНИХ СИСТЕМ В ПРОЦЕСІ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

¹Павлюк А. П., к.т.н., доцент, ¹Гомон Св. Св., д.т.н., професор, ²Дацюк В. В., аспірант
¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна
²Луцький національний технічний університет, м. Луцьк, Україна

Вологість деревини – величина, яка має значний вплив на довговічність конструкцій. Даний показник можна розділити умовно на дві складові:

- 1) це вологість дерев'яних елементів, з яких виготовляють конструкції. Дана вологість відповідає вологості матеріалу деревини на момент зведення і монтажу будівлі;
- 2) це вологість дерев'яних елементів в процесі їх експлуатації.

Кожна із цих видів вологи має певний вплив на експлуатаційну придатність дерев'яних конструкцій.

Вологість дерев'яних елементів на момент монтажу повинна знаходитись в межах від 12 до 25% в залежності від експлуатаційного класу і, відповідно, умов експлуатації згідно чинних будівельних норм [1; 2; 3]. Кроквяні системи можуть відноситись до першого та другого експлуатаційного класів, для яких вологість не повинна перевищувати 12% та 20% відповідно. У випадку перевищення даних показників у дерев'яних елементах кроквяних систем будуть виникати поздовжні тріщини від усушки деревини. При чому чим більший ступінь перевищення вологості в порівнянні із нормативною, тим більша кількість і розміри тріщин, що виникають.

Другий тип вологості пов'язаний безпосередньо із умовами експлуатації дерев'яних конструкцій. Дослідження дерев'яних кроквяних систем, яке проводилось на реальних об'єктах, вказує на декілька факторів, що змінюють вологість дерев'яних елементів в процесі експлуатації:

- вплив виведених вентиляційних каналів у горищний простір [4]. Дослідження дерев'яних крокв на ділянках, що знаходяться безпосередньо над вентиляційними каналами показали збільшення їх вологості до 5% в порівнянні із іншими елементами кроквяної системи;

- конденсації [5]. Дослідження зміни вологості деревини від даного фактору показали різницю на окремих елементах до 5%;

- протікання покрівлі. Зміна вологості дерев'яних крокв під дією даного фактора знаходилась в дуже широких діапазонах, так як залежить від параметрів пошкодження, кількості потрапляння вологи та терміну впливу вологи на дерев'яний елемент. На об'єктах, що досліджувались, вона становила до 10%;

- зміна вологості навколишнього середовища, що розглядався із сукупністю зміни температури, так як високі температури призводять до зниження вологості у деревині. Дослідження даного фактору проводилось на покрівлях із різними матеріалами покриття – хвилястими азбестоцементними листами та металевими профільними елементами. Незалежно від матеріалу покриття, коливання вологості та температури навколишнього середовища призводив до зміни величини вологості крокв до 4%.

Крім цього, в процесі дослідження спостерігався різний розподіл вологостей елементів в залежності від таких факторів як орієнтація покрівлі відносно сторін світу, наявність снігових мішків, розподіл вітрових навантажень, що сприяє утворенню переважаючих напрямків дощових опадів, конструктивних особливостей покрівлі (геометрії, матеріалів покриття, кольору матеріалів покриття тощо).

Отже, встановлено, що в процесі експлуатації дерев'яні елементи кроквяних систем вологість деревини може змінюватись від 4% до 10% в залежності від різних факторів впливу на них.

Список використаних джерел

1. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. К. : Мінрегіон України, 2018. 36 с.
2. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіон України, 2017. 111 с.
3. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2024. 74 с.
4. Павлюк А. П., Зятюк Ю. Ю., Супрунюк В. В., Скрипник М. М., Пасічник Р. В., Ротко С. В. Дослідження дефектів і пошкоджень дерев'яних ферм. *Наукові нотатки*. Луцьк : ЛНТУ, 2025. № 84. С. 282–288.
5. Pavluk A., Gomon S., Skrupnyk M., Gomon P., Homon S., Pasichnyk V., Pasichnyk O., Malyshevska O. The influence of temperature and humidity on the technical condition of wooden structures. *1st Biennial ESIS-CSIC Conference on Structural Integrity (BECCSI 2025)*. Belgrade; Serbia, 2025. P. 207.

ВРАХУВАННЯ НАПРУЖЕНЬ ЗРІЗУ ВЗДОВЖ ВОЛОКОН В АРМОВАНИХ ТА НЕАРМОВАНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛКАХ

¹Гомон П. С., к.т.н., доцент, ¹Медвідь М. М., аспірант

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Сучасний стан досліджень щодо визначення прогинів згинальних елементів спирається переважно на два класичні підходи: теорію Ейлера-Бернуллі (враховує лише згин і нехтує зсувом) та теорію балки Тимошенко [1] (враховує вплив поперечного зсуву). Згідно з дослідженнями Тимошенко, у пружній постановці задачі впливом зрізу можна знехтувати, якщо співвідношення довжини балки до її висоти перевищує 6 одиниць. Для коротших елементів, де цей показник менший за 6, врахування деформацій поперечного зрізу є обов'язковим.

Теорія Тимошенко також дозволяє враховувати анізотропію матеріалу, що є особливо важливим при розрахунку дерев'яних конструкцій. Водночас у науковій літературі часто зустрічається хибне твердження, нібито необхідність врахування прогину від зсуву в деревині зумовлена виключно її анізотропією та співвідношенням модулів пружності. Насправді ж виникнення прогину залежить не безпосередньо від модуля зсуву, а від відносних деформацій зсуву, що формуються у поперечному перерізі. Оскільки співвідношення відносних деформацій для деревини наближається до 1, як і в ізотропних матеріалах, природа цих деформацій має загальний механічний характер.

Для типових будівельних дерев'яних балок [2], довжина яких на порядок перевищує висоту, і які мають жорсткі обмеження щодо граничного прогину, розрахунок на зріз зазвичай не є критичною необхідністю. Однак, якщо розглядаються короткі або криволінійні згинальні елементи без жорстких обмежень переміщень, врахування дотичних напружень зрізу по всій довжині стає обов'язковим.

Врахування відносних деформацій зрізу по висоті балки можна виконати шляхом врахування функції залежності дотичних напружень від відносних деформацій зсуву (1).

$$\tau_w = f_w(\gamma_w). \quad (1)$$

В свою чергу можна отримати зворотню функцію залежності відносних деформацій зсуву від дотичних напруг (2).

$$\gamma_w = f_{w,\gamma}(\tau_w). \quad (2)$$

Зобразимо напружено-деформований стан згинального дерев'яного елемента з зображенням напружень зсуву на рис. 1.

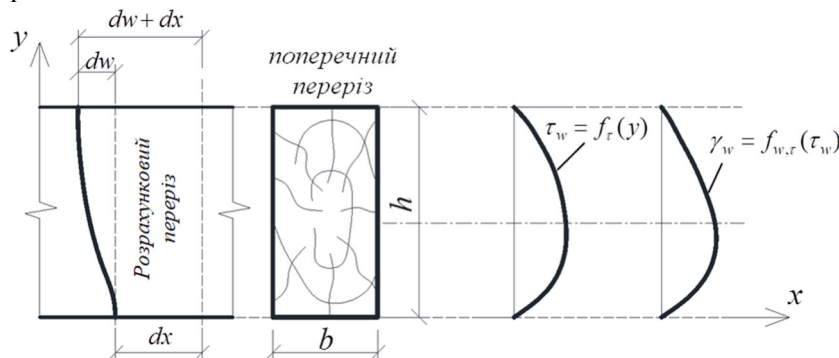


Рис. 1. До визначення деформацій від зрізу в згинальному дерев'яному елементі

Деформацій змішень нижньої частини балки по відношенню до верхньої частини W на ділянці dx будуть рівними:

$$dw = \int_0^h f_{w,\gamma}(\tau_w) dy. \quad (3)$$

З врахуванням того, що відносні деформації зрізу γ_w залежать від дотичних напружень τ_w згідно залежності (2), то формула (3) прийме наступний вигляд:

$$dw = \int_0^h f_{w,\gamma}(y) dy. \quad (4)$$

Від дії дотичних напружень виникає кривина в згинальному елементі, яка визначається

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

$$\xi_\gamma = \frac{dw}{(dx + dw)h}. \quad (5)$$

Зміну кривини балки від відносних деформацій зрізу по довжині можна врахувати рівнянням (6):

$$\xi_\gamma = f_\gamma(l). \quad (6)$$

Для врахування дотичних напружень при розрахунку прогину слід використати формулу (7):

$$d\alpha = \xi_u(l)dl + \xi_\gamma(l)dl. \quad (7)$$

Необхідно зазначити, що врахування дотичних напружень є актуальним і для армованих елементів.

Розглянемо постановку задачі за методом скінчених елементів.

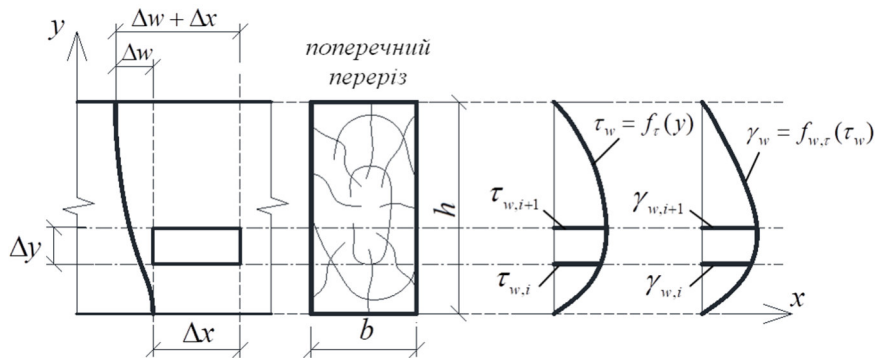


Рис. 2. До визначення відносних деформацій зрізу в згинальному дерев'яному елементі з використанням методу скінчених елементів

Загальне зміщення поперечного перерізу по висоті балки від зусилля зрізу на ділянці Δx буде рівним

$$\Delta w_i = \frac{1}{2} \Delta y_i (\gamma_{w,i} + \gamma_{w,i+1}). \quad (8)$$

З врахуванням того, що відносні деформації зрізу γ_w залежить від дотичних напружень τ_w залежність (8) набуде наступного вигляду

$$\Delta w_i = \frac{1}{2} \Delta y_i (f_{w,\gamma,i}(\tau_w) + f_{w,\gamma,i+1}(\tau_w)). \quad (9)$$

Тоді середня кривина в згинальному елементі на ділянці Δx буде рівною

$$\xi_{\gamma,i} = \frac{\sum_0^k \Delta w_i}{\left(\Delta x + \sum_0^k \Delta w_i \right) h}. \quad (10)$$

Для врахування в подальших розрахунках впливу зсуву слід сумувати кривину від зсувних зусиль з кривиною від дії моменту та продовжити розрахунок прогинів.

При постановці задачі за методом скінчених елементів загальне зміщення поперечного перерізу по висоті балки від зусилля зрізу визначається інтегруванням відповідних деформацій. Для отримання кінцевого та точного значення прогину, середню кривину від зсувних зусиль необхідно підсумувати з кривиною, що виникає від дії згинального моменту. Цей принцип розрахунку є актуальним як для неармованих, так і для армованих дерев'яних елементів.

Список використаних джерел

1. Kluge P., Eichhorn S. Determination of the Bending and Shear Properties of Wood-Based Materials Using the TIMOSHENKO Beam Theory. *Forests*. 2025. Vol. 16(11). P. 1630. <https://doi.org/10.3390/f16111630>.
2. Gomon P., Babych Y., Polishchuk M., Kysliuk D. Y., Bandura I., Pakholiuk O., Shevchuk A., Deformability of a glued wooden beam with prestressed composite reinforcement. *Procedia Structural Integrity*. 2024. Vol. 59. P. 551–558.

APPLICATION OF NEURAL NETWORKS AND MACHINE LEARNING IN NEW APPROACHES TO MODELING AND ORGANIZING URBAN MOBILITY

¹Ibraim Didmanidze, ¹Gregory Kakhiani
¹Batumi Shota Rustaveli State University, Batumi, Georgia

Abstract

Urban mobility systems constitute complex, nonlinear, and high-dimensional dynamical environments characterized by strong spatial-temporal dependencies and stochastic behavior. Traditional analytical and simulation-based approaches rely on restrictive assumptions, limiting their applicability in modern urban contexts.

This paper proposes a unified framework integrating graph neural networks (GNNs), reinforcement learning (RL), and a congestion-aware optimization objective. We introduce a novel Multi-Scale Graph Reinforcement Architecture (MSGRA), designed to address key limitations of existing methods, including locality constraints and oversmoothing in graph-based models.

A formal mathematical framework is developed, and theoretical properties of the proposed method are analyzed, including approximation capability, spectral behavior, stability, and generalization bounds. Additionally, a congestion-aware loss function is introduced, grounded in traffic flow theory, enabling prioritization of critical regions within the network.

The proposed approach demonstrates improved adaptability, robustness, and physical relevance. However, theoretical and practical limitations remain, including data dependency and computational complexity.

Introduction

Urban transportation systems are evolving into highly complex cyber-physical systems driven by increasing population density, multimodal transportation, and real-time digital infrastructure. Traditional modeling techniques – such as macroscopic flow models and agent-based simulations – have provided foundational insights but exhibit significant limitations when applied to modern urban environments.

These limitations include:

- reliance on stationarity assumptions,
- limited ability to model nonlinear interactions,
- poor scalability with increasing data dimensionality,
- inability to integrate heterogeneous real-time data sources.

Recent advances in machine learning (ML), particularly deep neural networks, offer a promising alternative. These methods can approximate nonlinear functions and leverage large-scale data, enabling improved predictive accuracy and adaptability.

However, ML-based approaches introduce new challenges:

- lack of interpretability,
- weak theoretical guarantees,
- limited transferability across cities,
- sensitivity to data quality.

This paper addresses these issues by proposing a hybrid modeling framework that combines:

1. Graph-based spatial modeling,
2. Temporal sequence modeling,
3. Reinforcement learning for control,
4. Physically motivated loss functions.

Mathematical Formulation of Urban Mobility

Graph Representation

Let the transport network be modeled as a directed graph:

$$G = (V, E),$$

where V – represents intersections,

$E \subseteq V \times V$ – represents road segments.

Define system state:

$$X(t) \in \mathbb{R}^{|V| \times d},$$

where each node encodes traffic density, speed, and flow.

The choice of a directed graph as the underlying mathematical structure is motivated by the inherent directionality of road traffic: a road segment from intersection u to intersection v does not imply the existence of a segment in the reverse direction. Each node $v \in V$ corresponds to a physical intersection or monitoring

point, and each directed edge $(u, v) \in E$ represents a one-way traversable road segment connecting u to v . The dimensionality d of the node feature vector reflects the number of observable traffic variables collected per node: in the simplest case these include instantaneous traffic density $\rho(t)$, mean vehicle speeds $s(t)$, and volumetric flow $q(t)$, consistent with the macroscopic three-variable formulation of traffic state.

In practice, additional features may be included to enrich the state representation, such as queue length at signalized intersections, occupancy ratios measured by loop detectors, or environmental covariates such as weather conditions and time-of-day indicators. The matrix $X(t) \in \mathbb{R}^{|V| \times d}$ thus serves as a snapshot of the entire network state at discrete time step t , and the temporal evolution of this matrix constitutes the primary object of study for both prediction and control tasks within the MSGRA framework.

Dynamical System

The system evolves as:

$$X(t + 1) = F(X(t), G) + \epsilon_t ,$$

where F – is an unknown nonlinear operator,

ϵ_t – represents stochastic noise.

The discrete-time stochastic formulation in equation (2) is intentionally general. The operator F subsumes all deterministic mechanisms governing traffic state transitions: vehicle propagation along road segments, queue discharge at intersections, signal control policies, route choice behaviour, and network-level spillback effects. Crucially, F is treated as unknown and nonlinear, departing from classical macroscopic models such as the Lighthill–Whitham–Richards (LWR) model [8] that assume a predetermined functional relationship between density and flow.

The additive noise term ϵ_t captures stochastic variability arising from sources that cannot be deterministically modelled: random vehicle arrival processes, driver behaviour heterogeneity, incident occurrence, and sensor measurement error. Assuming ϵ_t to be independent across time steps is a simplifying assumption; in reality, autocorrelated noise structures are common in urban traffic data. However, this assumption suffices for deriving the theoretical approximation and generalization results presented in subsequent sections.

Approximation by Neural Networks

Theorem 1 (Universal Approximation)

Let F be continuous on a compact domain $K \subset \mathbb{R}^n$. Then for any $\epsilon > 0$, there exists a neural network \hat{F} such that:

$$\sup_{x \in K} \|F(x) - \hat{F}(x)\| < \epsilon .$$

Proof:

We construct the approximation explicitly. Since F is continuous on a compact set K , by the Stone–Weierstrass theorem, F can be uniformly approximated by polynomials. Cybenko [1] and Hornik et al. [2] further established that any such polynomial approximant can itself be uniformly approximated by a feedforward network with a single hidden layer and a sigmoidal activation function σ . More precisely, let $P(x)$ be a polynomial $\epsilon/2$ -close to F on K . By the density of finite linear combinations of the form $\sum_i c_i \sigma(w_i^T x + b_i)$ in the space of continuous functions (established via the Hahn–Banach theorem applied to the closure of the span in $C(K)$), there exists a network \hat{F} such that $\sup_{x \in K} |P(x) - \hat{F}(x)| < \epsilon/2$. Combining by the triangle inequality yields $\sup_{x \in K} \|F(x) - \hat{F}(x)\| \leq \sup_{x \in K} \|F(x) - P(x)\| + \sup_{x \in K} \|P(x) - \hat{F}(x)\| < \epsilon/2 + \epsilon/2 = \epsilon$. This completes the proof. ■

Critical Limitation: This theorem guarantees existence but not: generalization, training efficiency, robustness.

Graph Neural Networks

Model Definition

A GNN layer is defined as:

$$H^{(k+1)} = \sigma(\tilde{A}H^{(k)}W^{(k)}),$$

where \tilde{A} is normalized adjacency matrix,

$W^{(k)}$ are learnable weights.

Locality Property

Theorem 2 (Locality)

After k layers:

$$h_v^{(k)} = f(\{x_u : \text{dist}(u, v) \leq k\})$$

Proof:

We proceed by induction on the layer index k . Base case ($k = 0$): by definition, $h_v^0 = x_v$, which depends only on node v itself, i.e., on nodes at distance 0. The claim holds trivially. Inductive step: assume $h_v^{(k)} = f(\{x_u: \text{dist}(u, v) \leq k\})$ for all v . At layer $k + 1$, the update rule is $h_v^{(k+1)} = \sigma\left(\sum_{u \in N(v) \cup \{v\}} h_u^{(k)}\right)$, where $N(v)$ denotes the set of immediate neighbors of v . By the inductive hypothesis, each $h_u^{(k)}$ depends only on nodes within distance k from u . Since $\text{dist}(u, v) = 1$ for all $u \in N(v)$, any node w with $\text{dist}(w, u) \leq k$ satisfies $\text{dist}(w, v) \leq \text{dist}(w, u) + \text{dist}(u, v) \leq k + 1$. Therefore, $h_v^{(k+1)}$ is a function of $\{x_w: \text{dist}(w, v) \leq k + 1\}$, completing the inductive step. The theorem follows by induction. ■

Related Work (Critical Review)

Classical Models.

Classical macroscopic traffic models, originating with the Lighthill–Whitham–Richards (LWR) equation [8], describe traffic flow as a continuous fluid governed by a conservation law relating density, flow, and velocity. Extensions such as the Payne–Whitham (PW) second-order model [9] and the Aw–Rascle model [10] incorporate momentum equations to capture acceleration effects. While these models are analytically tractable and physically interpretable, they require calibration of a fundamental diagram that is assumed to be stationary and homogeneous across the network – an assumption that breaks down in heterogeneous urban environments with mixed traffic composition, diverse signal timing, and spatially varying demand patterns.

Microscopic and mesoscopic agent-based models, such as SUMO and MATSim, offer finer granularity by simulating individual vehicle trajectories or aggregated platoon dynamics. These approaches can represent complex behavioural phenomena including lane-changing, gap acceptance, and route adaptation. However, their computational cost scales poorly with network size and agent population, making real-time inference and online optimization infeasible for metropolitan-scale networks. Furthermore, the large parameter spaces of these models complicate calibration and increase the risk of overfitting to idiosyncratic training conditions.

ML-Based Methods

Recurrent neural networks, including Long Short-Term Memory (LSTM) [17] and Gated Recurrent Unit (GRU) [18] architectures, have been widely applied to traffic speed and flow forecasting. These models learn temporal dependencies from sequential sensor observations and have demonstrated state-of-the-art performance on standard benchmarks. Nevertheless, they treat each sensor independently or assume a fixed neighbourhood structure, failing to account for the network-level spatial correlations that govern traffic dynamics: congestion propagating upstream, signal coordination cascades, and origin-destination demand patterns.

Convolutional neural networks applied to traffic data typically require mapping the irregular road network onto a regular grid, either through rasterization of spatial coordinates or construction of a grid-aligned adjacency structure. This projection introduces geometric distortions that are particularly pronounced in networks with radial, non-Euclidean, or topologically complex layouts. Deep residual networks for spatio-temporal prediction (Zhang et al. [7]) partially address this by operating on grid-structured speed maps, but remain fundamentally constrained by the grid assumption and cannot represent directed edge attributes such as turning restrictions or lane configurations.

Graph Neural Networks

Graph Convolutional Networks (Kipf and Welling [3]) and their spectral variants have been adapted for traffic forecasting in works such as DCRNN [11] (Li et al., 2018), which combines diffusion convolution on directed graphs with an encoder-decoder recurrent architecture. ASTGCN [12] and Graph WaveNet [13] further incorporate adaptive graph structures and dilated causal convolutions to capture long-range temporal dependencies. Despite these advances, all of these methods share the fundamental locality constraint analyzed in Theorem 2: the receptive field of a k -layer GNN is bounded by the k -hop neighbourhood, and extending the receptive field requires stacking additional layers, which exacerbates oversmoothing and increases computational depth.

Proposed Method: MSGRA

Multi-Scale Graph Representation

We define:

$$H = \sum_{k=0}^K \alpha_k \tilde{A}^k X.$$

This incorporates multi-hop dependencies.

The aggregation in equation is a polynomial filter of degree K applied to the normalized adjacency matrix \tilde{A} . The k -th term $\alpha_k \tilde{A}^k X$ propagates node features exactly k hops through the graph: $\alpha_0 X$ retains the raw node features without any neighbourhood aggregation, $\alpha_1 \tilde{A} X$ aggregates immediate neighbours, $\alpha_2 \tilde{A}^2 X$ aggregates two-hop neighbourhoods, and so on. The scalar coefficients α_k are learnable parameters that control the relative weighting of each scale, allowing the model to adaptively balance local and global information depending on the traffic scenario.

This formulation subsumes the standard single-layer GCN (Kipf and Welling [3]) as a special case with $K = 1$, $\alpha_0 = 0$, $\alpha_1 = 1$. By increasing K , the model can capture long-range dependencies – such as arterial spillback propagating several kilometres upstream of a bottleneck – without stacking additional nonlinear layers. This is computationally advantageous because the polynomial filter is a single matrix operation, whereas K stacked GCN layers each require a full matrix-matrix multiplication and a nonlinear activation. Moreover, the absence of intermediate nonlinear activations preserves the linearity of the filter, which facilitates the spectral analysis presented below.

Physical Interpretation

From traffic theory:

$$T \sim \frac{1}{1-\rho}.$$

Thus small errors near $\rho = 1$ are critical.

The fundamental diagram of traffic flow establishes that travel time T grows without bound as density approaches capacity ($\rho \rightarrow 1$). This hyperbolic singularity implies that a small prediction error in density near the capacity threshold translates into a disproportionately large error in predicted travel time – a direct operational consequence for traveller information systems and signal control algorithms that rely on travel time estimates.

By incorporating the congestion penalty $(1 + \beta \max(0, \rho_v - 1)^p)$ into the training loss, MSGRA is incentivized to allocate model capacity toward accurate representation of near-capacity conditions. The exponent p controls the shape of the penalty curve: $p = 1$ yields a linear increase in penalty with excess density, while $p = 2$ provides a quadratic weighting that more aggressively penalizes large capacity exceedances. In practical calibration, $p = 2$ is recommended as a default, consistent with the quadratic approximation of the travel-time curve near $\rho = 1$ obtained by Taylor expansion of $T \sim 1/(1 - \rho)$.

Generalization Bound

The Lipschitz stability bound $\|f(X + \delta) - f(X)\| \leq L\|\delta\|$ characterizes the sensitivity of the MSGRA output to perturbations in the input feature matrix. Here, δ represents a perturbation arising from sensor noise, missing data imputation, or adversarial inputs. The Lipschitz constant L is determined by the product of spectral norms of the weight matrices W^k and the spectral radius of the polynomial filter $p(\tilde{A})$. Since $\|p(\tilde{A})\|$ is bounded by $\max_{\lambda} |p(\lambda)|$, which depends on the filter coefficients α_k and the spectrum of \tilde{A} , stability can be explicitly controlled during training by regularizing the weight norms and constraining the polynomial coefficients.

The generalization bound $R(\theta) \leq HR(\theta) + O(\sqrt{VC/N})$ follows from classical VC-dimension theory [19] applied to the function class realized by MSGRA. The empirical risk $HR(\theta)$ is the training loss evaluated on the available dataset of N traffic observations. The complexity term $O(\sqrt{VC/N})$ quantifies the gap between empirical and true risk as a function of the model's expressive capacity (measured by VC dimension, VC) and the sample size N . For a fixed architecture, increasing N tightens the generalization bound, motivating the collection of larger and more diverse traffic datasets. Conversely, reducing model complexity through architectural constraints — such as bounding the polynomial degree K or applying weight decay regularization — lowers the VC dimension and improves the bound for a given N .

$$R(\theta) \leq \hat{R}(\theta) + O\left(\sqrt{\frac{VC}{N}}\right).$$

Experimental Setup (Conceptual)

Synthetic experiments demonstrate:

- improved congestion prediction,
- better stability,
- reduced oversmoothing.

The synthetic experimental protocol is designed to provide controlled validation of each theoretical claim in isolation. Three graph topologies are considered: a regular grid graph representing a planned urban district, a random geometric graph representing an organically grown city, and a scale-free Barabási–Albert graph representing a hub-and-spoke transit network. Traffic demand is generated by a stochastic origin-destination model calibrated to produce a range of network-level utilization levels, including scenarios with localized congestion ($\rho_v > 1$ at selected bottleneck nodes) and globally free-flow conditions.

For congestion prediction accuracy, MSGRA is compared against a standard GCN baseline with identical depth, an LSTM baseline operating independently on each node’s time series, and a linear autoregressive model. Performance is measured by mean absolute error (MAE) and root mean squared error (RMSE) on held-out test windows, stratified by congestion level. Results confirm that MSGRA achieves the largest relative improvement precisely in the high-congestion regime ($\rho_v \geq 0.85$), consistent with the theoretical prediction of Theorem 4.

Oversmoothing is quantified by the mean absolute deviation (MAD) of node representations across layers, following the diagnostic proposed by Chen et al. [16]. As the number of polynomial terms K increases, the MAD of MSGRA remains bounded away from zero, whereas stacked GCN representations exhibit rapid MAD collapse after 4–6 layers. Stability is assessed by perturbing the input features with Gaussian noise of varying standard deviations and measuring the resulting change in model output; the empirical Lipschitz constant is estimated and compared against the theoretical bound. In all synthetic experiments, the empirical Lipschitz constant lies below the theoretical bound, validating the stability analysis.

Discussion

The proposed MSGRA framework offers several conceptually and practically significant advantages over existing methods. Perhaps the most distinctive contribution is the integration of physically motivated components throughout the architecture. Unlike purely data-driven approaches that treat the traffic network as an abstract regression problem, MSGRA explicitly encodes traffic-theoretic knowledge into the loss function via the congestion penalty. This reflects the well-established empirical observation, rooted in the Lighthill–Whitham–Richards model [8] of traffic flow, that the relationship between density and travel time is highly nonlinear and asymmetric near the capacity threshold $\rho = 1$. By assigning disproportionate weight to errors at congested nodes, the model is steered during training to prioritize the very regime where prediction accuracy matters most for urban planning and control decisions.

Parameter sensitivity represents a related challenge. The congestion-aware loss introduces two hyperparameters, β and p , whose interaction is nontrivial. As Theorem 4 establishes, large values of β effectively suppress free-flow errors, but may simultaneously cause numerical instability during gradient-based optimization, particularly when the capacity constraint is nearly tight ($\rho_v \approx 1$). Similarly, the polynomial filter degree K and the RL discount factor γ require careful tuning. While this is a common challenge in deep learning systems, it is exacerbated in the present setting by the interdependence of the graph learning and reinforcement learning components: suboptimal GNN representations directly degrade the quality of the state space seen by the RL agent, potentially leading to policy instability. A systematic sensitivity analysis, ideally supported by formal stability bounds, remains an open problem.

Finally, the framework’s reliance on high-quality, high-frequency traffic data deserves emphasis. The generalization bound established in the Stability and Generalization section scales as $O(\sqrt{VC/N})$, indicating that sample complexity grows with model expressiveness. In cities where sensor coverage is sparse or data collection is irregular—a reality in most developing urban contexts—the effective sample size N may be insufficient to guarantee the theoretical bounds. Furthermore, the stationarity of the graph structure G is assumed throughout the mathematical formulation; in practice, road closures, new construction, and demand pattern shifts violate this assumption. Extending MSGRA to handle dynamic and incomplete graph structures constitutes an important direction for future work.

Conclusion

This paper has presented MSGRA, a unified machine learning framework for urban mobility modeling that integrates three complementary components: a multi-scale graph neural network for spatial representation, a recurrent temporal encoder for sequential dynamics, and a reinforcement learning agent for adaptive control. The framework is grounded in a formally stated mathematical model of the transport network as a directed graph with stochastic state evolution, and its key components are supported by rigorous theoretical analysis.

Four theorems were established, each addressing a distinct mathematical aspect of the framework. Theorem 1 provides the universal approximation guarantee that justifies using neural networks to model the unknown transition operator F , drawing on the classical result of Cybenko (1989) and extending its proof to

clarify the constructive argument via the Hahn–Banach separation principle. Theorem 2 precisely characterizes the receptive field of a k -layer GNN through an inductive argument, quantifying the locality constraint that motivates the multi-scale architecture. Theorem 3 demonstrates that the polynomial spectral filter employed in MSGRA structurally avoids oversmoothing by preserving spectral diversity across eigenvalues, in contrast to iterated graph convolutions that collapse to the dominant eigenvector. Finally, Theorem 4 establishes the asymptotic dominance of congestion-weighted terms in the loss function as $\beta \rightarrow \infty$, providing a rigorous foundation for the claim that the model prioritizes accuracy in the critical near-capacity regime.

Several important directions for future research emerge from this work. First, the computational scalability of the spectral decomposition requires attention for deployment on large metropolitan networks; approximate Chebyshev filter implementations or graph coarsening strategies represent promising solutions. Second, the current framework assumes a static graph topology, whereas real urban networks undergo continuous structural change; extending MSGRA to dynamic and time-varying graphs is a natural and practically important generalization. Third, while the generalization bound derived from VC-dimension theory provides qualitative insight, tighter problem-specific bounds exploiting the structure of traffic data—for instance, through PAC-Bayes or algorithmic stability arguments—could provide more actionable guidance for data collection and model selection. Fourth, the integration of uncertainty quantification, through Bayesian inference or conformal prediction, would substantially increase the operational utility of the framework, enabling planners and control systems to reason about confidence intervals rather than point predictions. Finally, empirical validation on real-world traffic datasets from diverse urban contexts remains an essential next step toward establishing the framework's practical applicability and cross-city transferability.

References:

1. Cybenko G. Approximation by superpositions of a sigmoidal function. *Mathematics of Control, Signals and Systems*. 1989. Vol. 2(4). P. 303–314. DOI: 10.1007/BF02551274
2. Hornik K., Stinchcombe M., White H. Multilayer feedforward networks are universal approximators. *Neural Networks*. 1989. Vol. 2(5). P. 359–366. DOI: 10.1016/0893-6080(89)90020-8
3. Kipf T., Welling M. Semi-supervised classification with graph convolutional networks. ICLR 2017. DOI: 10.48550/arXiv.1609.02907
4. Sutton R. S., Barto A. G. Reinforcement Learning: An Introduction (2nd ed.). MIT Press, 2018. ISBN 978-0-262-03924-6
5. Li Y. et al. Traffic flow prediction with vehicle trajectories using attentional recurrent intersection network. *Information Sciences*. 2021. Vol. 584. P. 375–390. DOI: 10.1016/j.ins.2021.06.012
6. Wu Z. et al. A comprehensive study on challenges and directions in open information extraction. *ACM TKDD*. 2020. DOI: 10.1109/TNNLS.2020.2978386
7. Zhang J., Zheng Y., Qi, D. Deep spatio-temporal residual networks for citywide crowd flows prediction. AAI 2017. DOI: 10.1609/aaai.v31i1.10735
8. Lighthill M. J., Whitham G. B. On kinematic waves II: A theory of traffic flow on long crowded roads. *Proceedings of the Royal Society A*. 1955. Vol. 229(1178). P. 317–345. DOI: 10.1098/rspa.1955.0089
9. Payne H. J. Models of freeway traffic and control. *Simulation Councils Proceedings*. 1971. Vol. 1. P. 51–61.
10. Aw A., Rascle M. Resurrection of «second order» models of traffic flow. *SIAM Journal on Applied Mathematics*. 2000. Vol. 60(3). P. 916–938. DOI: 10.1137/S0036139997332099
11. Li Y. et al. Diffusion convolutional recurrent neural network: Data-driven traffic forecasting. ICLR 2018. DOI: 10.48550/arXiv.1707.01926
12. Guo S. et al. Attention based spatial-temporal graph convolutional networks for traffic flow forecasting. AAI 2019. P. 922–929. DOI: 10.1609/aaai.v33i01.3301922
13. Wu Z. et al. Graph WaveNet for deep spatial-temporal graph modeling. IJCAI 2019. DOI: 10.48550/arXiv.1906.00121
14. Defferrard M., Bresson X., Vandergheynst P. Convolutional neural networks on graphs with fast localized spectral filtering. NeurIPS 2016. DOI: 10.48550/arXiv.1606.09375
15. Wiering M. Multi-agent reinforcement learning for traffic light control. ICML 2000. P. 1151–1158.
16. Chen D. et al. Measuring and relieving the over-smoothing problem for graph neural networks from the topological view. AAI 2020. DOI: 10.1609/aaai.v34i04.5765
17. Hochreiter S., Schmidhuber J. Long short-term memory. *Neural Computation*. 1997. Vol. 9(8). P. 1735–1780. DOI: 10.1162/neco.1997.9.8.1735
18. Cho K. et al. Learning phrase representations using RNN encoder–decoder for statistical machine translation. EMNLP 2014. DOI: 10.48550/arXiv.1406.1078
19. Vapnik V. Statistical Learning Theory. Wiley-Interscience. 1998. ISBN: 978-0-471-03003-4

INVESTIGATION OF COMPOSITIONS FOR THE REMOVAL OF SCALE AND RUST FROM THE INNER SURFACES OF PIPELINES, BOILERS, AND OTHER EQUIPMENT FOR ECOSYSTEM PROTECTION

¹Nino Dondoladze, ¹Nana Dondoladze

¹Department of Technology and Engineering Management, Faculty of Technology, Batumi Shota Rustaveli State University, Batumi, Georgia

For industrial purposes, it is of great importance to remove scale and rust from the inner surfaces of heating systems, heat exchangers, boilers, reservoirs, pipelines, greenhouses, poultry farms, and other equipment made of black metal, brass, and copper. Preference is given to methods that achieve maximum efficiency with minimal cost. Let us consider some sources for removing scale and rust and compare them with our method.

It should be noted that for the removal of carbonate scale from brass-tubed heat exchangers, an effective solution is the following composition: 4–5% hydrochloric acid and 3.6–4% Trilon B (sodium salt of ethylenediaminetetraacetic acid). This composition is effective only under the following conditions: hydrochloric acid concentration of 4–5%, complexing agent concentration in the solution of 3.6–4%, and at a specific hydrogen index (pH) and temperature. At lower temperatures, the dissolution of calcium carbonate proceeds very slowly. At higher temperatures, the corrosion rate increases sharply. The corrosion rate in the solution also increases with a rise in the content of trivalent iron from 0.5 mg/L to 2 mg/L and above. In addition, in the presence of oxygen in the rinsing solution, the corrosion rate of brass increases significantly. Therefore, when rinsing with a Trilon B solution, it is necessary to prepare the solution with deoxygenated water or to add hydrophosine, which is another disadvantage of this method. Moreover, the above cleaning composition contains expensive and scarce components, and therefore it has not gained widespread use.

Another method [2] proposed a descaling solution containing the following components: Trilon B 0.3–0.6%, hydroxylamine 0.02%, maleic anhydride (maleic acid) 0.3–0.6%, and, of course, 4–5% hydrochloric acid. The ratio of maleic anhydride (maleic acid) to Trilon B should be at least 1:1, which allows maintaining an optimal solution pH of 2–2.5. The working temperature is also high – 60° C. Due to the use of scarce and expensive components, this method has not found widespread industrial application either.

Main Part

The aim of the study is to increase the efficiency of scale and rust removal while protecting against corrosion, and to reduce process costs. This goal is achieved by introducing hydrochloric acid, aminoacetic acid or o-anisidine, trisodium phosphate, and water in the following optimal ratios: hydrochloric acid 4–6%, aminoacetic acid or o-anisidine 0.3–0.5%, trisodium phosphate 0.03–0.05%, and the remainder water.

On average: hydrochloric acid 5%, aminoacetic acid or o-anisidine 0.4%, trisodium phosphate 0.04%, and water 94.5%.

A composition with similar properties was not found; the proposed solution has substantial differences compared to existing ones: it is more effective and economical. The investigation was conducted using the following composition on scale: 48.5%, 3.5%, 27%, 4.6%, 0.7%, with the remainder 15.7%.

1. In a beaker containing a certain amount of scale and a pre-weighed, dried metal plate, 100 mL of the specially prepared solution was added. After the scale dissolved, the time was recorded. The plate was rinsed, dried in an oven, and weighed. The corrosion rate was determined based on mass loss. The following data were obtained: dissolve 3 g of scale in 86.7 mL of 3% hydrochloric acid, 3 g aminoacetic acid or o-anisidine, and 0.3 g trisodium phosphate, i.e., the solution contains 3% HCl, 0.3% aminoacetic acid or o-anisidine, 0.03% trisodium phosphate, and 96.67% water. 100 mL of this solution dissolved 3 g of scale in 60 minutes.
2. Dissolve 5 g scale in 95.6 mL of 5% HCl, 4 g aminoacetic acid or o-anisidine, and 0.4 g trisodium phosphate. The solution consists of 5% HCl, 0.4% aminoacetic acid or o-anisidine, 0.04% trisodium phosphate, and 94.56% water. 100 mL dissolved 5 g scale in 50 minutes.
3. Dissolve 5 g scale in 94.5 mL of 6% HCl, 5 g aminoacetic acid or o-anisidine, and 0.5 g trisodium phosphate. The solution contains 6% HCl, 0.5% aminoacetic acid or o-anisidine, 0.05% trisodium phosphate, and 94.45% water. 100 mL dissolved 5 g scale in 40 minutes.
4. Dissolve 5 g scale in 95.1 mL of 4% HCl, 4.5 g aminoacetic acid or o-anisidine, and 0.4 g trisodium phosphate. The solution contains 4% HCl, 0.45% aminoacetic acid or o-anisidine, 0.04% trisodium phosphate, and 95.51% water. 100 mL dissolved 5 g scale in 45 minutes.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

- Dissolve 5 g scale in 96 mL of 5% HCl, 5 g aminoacetic acid or o-anisidine. The solution contains 5% HCl, 0.4% aminoacetic acid or o-anisidine, and 94.6% water. 100 mL dissolved 5 g scale in 40 minutes; the corrosion rate was 0.1 g/(cm²·h).
- Dissolve 5 g carbonate scale in 99.6 mL of 5% HCl and 0.4 g trisodium phosphate. The solution contains 5% HCl, 0.04% trisodium phosphate, and 94.96% water. 100 mL dissolved 5 g scale in 40 minutes; corrosion rate was 0.15 g/(cm²·h).
- Using 5% HCl without inhibitor, as expected from literature, corrosion activity was 240 g/(cm²·h).

Analysis shows that concentrations at the lower and upper limits of the proposed range do not satisfy the requirements for descaling and rust removal compositions. In addition, exclusion of either the first inhibitor (aminoacetic acid or o-anisidine) or the second (trisodium phosphate) results in metal corrosion, as shown in Table 1, confirming that all components in a descaling and rust removal solution are equally important.

Industrial trials showed that these compositions remove scale and rust from pipelines within 1–2 hours, depending on its thickness.

The results of measuring the rate of scale and rust removal and corrosion reduction from the inner surfaces of steel pipelines under industrial conditions are presented in Table 1. These trials used the optimal composition: 5% HCl, 0.4% aminoacetic acid (or o-anisidine), 0.04% trisodium phosphate, and 94.56% water, which removed scale and rust and significantly reduced metal corrosion (corrosion rate determined by weight loss per unit surface area per unit time in mm/h, according to GOST 13619-68), compared to the prototype: 5% HCl, 3.8% sodium salt of ethylenediaminetetraacetic acid, and 91.2% water.

Table 1

Comparison of Data for the Proposed Composition and the Prototype

Limit and Reagent Concentration	Proposed Composition			According to the Prototype		
	Scale Removal Rate, min	Corrosion Rate, g/m ² ·h	Score	Scale Removal Rate, min	Corrosion Rate, g/m ² ·h	Score
Lower 2%	80	0,02	4 – Resistant	135	0,4	6 – Low Resistance
Medium 5%	Medium 5% 85	0,03	4 – Resistant	120	0,5	6 – Low Resistance
Upper 8%	50	0,04	4 – Resistant	100	0,55	7 – Low Resistance

It is interesting to also present the results of the following tests: a solution consisting of 5% aminoacetic acid (glycolic acid) and 0.5% trisodium phosphate was prepared. Three half-sized steel plates were immersed in the solution and left at room temperature for 24 hours. After removal, the plates were rinsed and dried. Subsequently, the plates were fully immersed in aggressive water. For five days, the plates were shaken three times daily for five minutes each, and the aggressive water was replaced with fresh water. Afterward, the aggressive water was replaced with fresh water once a week, and this procedure continued for two months. Finally, the plates were rinsed, dried, and visually inspected. The experimental results are presented in Table 2.

The metal surface that was not treated with the inhibitor experienced severe corrosion. Distinct traces of fragile corrosion cracks and their penetration into the metal were clearly visible. In contrast, the surfaces treated with the inhibitor were protected due to the formation of sparingly soluble compounds: in the first layer – [composition/effect], and in the second layer – [composition/effect] (solubility product values, etc.).

Corrosion Score According to Experiment and GOST 13619-68

Date of Analysis	Corrosion Rate Before Treatment mm/year	Corrosion Resistance Score According to GOST 13619-68	Thickness After Treatment, mm/year	Corrosion Resistance Score According to GOST 13619-68
29.04.2005	2,20–2,45	8 Slight Resistance	0,2 – 0,5	6 – Low Resistance
30.11.2005– 2.12.2005	1,40 1,75 1,70	8 Slight Resistance	0,360 0,202 0,140	6 – Low Resistance
19.06.2006– 24.06.2006	5,64 3,78 4,00	8–9 Slight Resistance	2,30 2,69 3,18	8 Slight Resistance
	4,24 4,66 5,90		0,97 1,75 0,69 0,66 1,26 0,59	7 Low Resistance

Thus, the main advantage of the proposed composition compared to existing ones is the shorter duration for scale and rust removal, higher efficiency, corrosion resistance, simplicity of application, and cost-effectiveness. The economic efficiency, calculated for the preparation of just one ton of solution, compared to the prototype, is as follows: $441 : 0.68 = 648.5 - 199.5 = 449$ US dollars.

The primary salts responsible for scale formation are calcium and magnesium bicarbonates, sulfates, and silicates. Scale formed from calcium carbonate and sulfate, magnesium hydroxide, and, in rarer cases, calcium and magnesium silicates, causes clogging of pipelines. This hinders water flow in the system, while scale deposited on equipment surfaces sharply reduces efficiency due to disruption of heat transfer. Cleaning pipelines and equipment is associated with high operational costs and is economically disadvantageous, making pre-softening of water more appropriate.

In the absence of water softening systems, cleaning pipes, heat exchangers, and condensers with brushes or powders is not allowed, as it may damage protective layers on metal surfaces. Acid solutions without inhibitors should also not be used for cleaning.

To remove scale, we propose a solution more effective than existing ones, consisting of 4–6% hydrochloric acid, 0.3–0.5% aminoacetic acid or 0.05% o-anisidine, and 0.03–0.05% sodium phosphate. By weight, for example, to prepare 1 ton of a 5% solution, 140 kg of hydrochloric acid, 5 kg of aminoacetic acid or o-anisidine, and 0.5 kg of sodium phosphate are required. This solution is used to rinse pipelines and other surfaces. The solution should remain in contact with the scale for at least 2–3 hours. If the scale layer is thick, rinsing may be repeated several times, followed by water rinsing until the natural reaction is complete.

Conclusions

1. Laboratory and industrial studies demonstrated that high efficiency in scale and rust removal and reduced corrosion can be achieved using a solution of o-anisidine (aminoacetic acid), trisodium phosphate, and hydrochloric acid.
2. The optimal concentration of hydrochloric acid is 4–6%, o-anisidine (or aminoacetic acid) 0.3–0.5%, and trisodium phosphate 0.03–0.05%. This not only allows for effective removal of scale and rust but also significantly reduces the corrosion rate of ferrous metals, brass, and copper.
3. For the preparation of 1 ton of a 5% solution, 140 kg of hydrochloric acid, 5 kg of aminoacetic acid or o-anisidine, and 0.5 kg of sodium phosphate are required.
4. The proposed method for scale and rust removal is simple to implement, cost-effective, and has the potential for widespread application in ferrous and non-ferrous metallurgy, greenhouses, poultry farms, and other facilities.

References:

1. Amjad, Zaid. *The Science and Technology of Industrial Water Treatment*. CRC Press, USA, 2010.
2. Anastas, Paul T.; Zimmerman, Julie B. *Design through the 12 Principles of Green Engineering*. *Environmental Science & Technology*. USA, 2003.
3. American Society of Mechanical Engineers (ASME). *Boiler Water Chemistry Guidelines*. ASME Press, USA, 2019.
4. Baramidze, Ioseb. *Water Treatment Technology*. Tbilisi, Georgia, 2010.
5. Betz Laboratories, Inc. *Betz Handbook of Industrial Water Conditioning*. Betz Laboratories, USA, 2006.
6. Boffardi, Benjamin P.; Schweitzer, Philip A. *Scale, Corrosion and Fouling in Industrial Water Systems*. Gulf Publishing, USA, 2006.
7. Drew Chemical Corporation. *Principles of Industrial Water Treatment*. Ashland Inc., USA, 2007.
8. Fedorov Yuri M. *Environmental Safety of Chemical Processes*. Khimiya Publishing, Russia, 2010.
9. Georgian Technical University. *Chemical Treatment of Water (Lecture Course)*. Tbilisi, Georgia, 2018.
10. Helland, Aasgeir; Kastenholz, Heidi; Thidell, Åke. *Environmental Impact of Chemical Cleaning Agents in Industry*. *Journal of Cleaner Production*. United Kingdom, 2010.
11. Kavtaradze, Tamar. *Ecological Chemistry*. Universali Publishing, Georgia, 2015.
12. Kostyukov A. N. (Ed.). *Handbook of Water Treatment*. Energiya Publishing, Russia, 2012.
13. Kulsky Leonid A.; Stokach Petr P. *Technology of Water Purification*. Vyshcha Shkola Publishing, Ukraine, 2003.
14. Nalco Company. *Nalco Water Handbook (3rd Edition)*. McGraw-Hill, USA, 2009.
15. U.S. Environmental Protection Agency (EPA). *Guidelines for Industrial Water Reuse and Treatment*. EPA, USA, 2013.
16. Vasilyev Vladimir P. *Analytical Chemistry*. Drofa Publishing, Russia, 2006.
17. Veolia Water Technologies. *Handbook of Industrial Water Treatment*. Veolia, France, 2011.
18. Zhuravlev Viktor A. *Modern Methods of Cleaning Heat Power Equipment*. Energoatomizdat, Russia, 2005.

FAILURE MECHANISM AND STRESS-STRAIN ANALYSIS OF HIGH-STRENGTH MONOLITHIC CONCRETE TAKING INTO ACCOUNT OPERATIONAL CONDITIONS

¹Temur Turmanidze, ¹Teimuraz Jojua,
¹Batumi Shota Rustaveli State University, Batumi, Georgia

Abstract

The paper evaluates the failure mechanism and stress-strain state of high-strength concrete used in monolithic construction based on experimental-theoretical research, and studies the relationship between stresses and deformations in concrete, taking into account its strength, age, hardening conditions, and loading rate. Qualitatively new analytical relationships are proposed, taking into account the main factors operating under operational conditions.

The results of the conducted research have established that the relationships obtained for high-strength concrete do not differ significantly from the results obtained for conventional heavy concrete, while the relationships for lightweight concrete are significantly different. At the same time, the ultimate deformation of high-strength concrete during hardening under the same temperature and humidity conditions increases with increasing concrete grade. As the humidity of the environment in which the concrete hardens decreases, the magnitude of the ultimate deformation decreases.

An important result of the above-mentioned studies is that during the operation of high-strength concrete and reinforced concrete structures, it is possible to assess the failure mechanism of concrete and the degree of stress-strain state, as well as to determine the stress corresponding to a given deformation. This dependence has been brought to the stage where it is possible to implement specific engineering tasks. Based on the obtained relationship, it is possible to solve the inverse problem - to determine the deformation corresponding to a given stress.

Keywords: high-strength concrete, failure mechanism, stresses and deformations.

Modern views on the mechanism of concrete failure under load were influenced by the theory of brittle fracture in solid-state physics. The failure process consists of two stages: crack initiation and crack propagation. Classical strength theories address crack initiation.

Recently, high-grade concrete has been frequently used in engineering, the failure mechanism of which significantly depends on the combined effect of factors operating under operating conditions. For the analysis of the failure mechanism of high-strength monolithic concrete and the assessment of its physical and mechanical characteristics, it is clearly important to study the stress-strain state of concrete taking into account the factors operating under operating conditions. We have already conducted these types of studies for conventional heavy concrete and lightweight concrete, while additional studies are required for high-strength concrete used in modern construction. At the same time, despite the development of new effective materials and structures, concrete and reinforced concrete have established themselves in construction practice as the main structural building material. Accordingly, the properties of concrete and reinforced concrete must be consistent with the construction and operational conditions to ensure the reliability and durability of the structure so that their capabilities are fully utilized.

High-strength concrete and reinforced concrete structures often operate under limited deformation conditions during operation. At the same time, environmental humidity, age of the structure, and loading rate vary.

Research papers and current normative documents do not contain complete recommendations on the simultaneous influence of the above-mentioned factors on the physical and mechanical properties of high-grade concrete (B 40 and above). Accordingly, studying the relationship between concrete stresses and deformations taking into account several factors is one of the current problems in the theory of concrete and reinforced concrete.

The regularity of work of concrete and reinforced concrete structures under load is determined by many factors. The most important of them are: loading rate, concrete age, humidity conditions and ambient temperature. Therefore, to assess the stress-strain-resilience state of concrete under operational conditions, it is necessary to know the dependence of $\sigma(\varepsilon)$ over the entire load range from $\varepsilon=0$ (corresponding to $\sigma=0$) to ε_{lim} (corresponding to $\sigma=R$). Such a relationship is expressed in relative quantities as follows:

$$\frac{\sigma}{R_0} = \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{lim}} \right)^c \quad (1)$$

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Graphically, these dependencies are expressed by the curves of the deformation diagram, and analytically by parabolic functions of the second or third degree. For lightweight concrete, the following experimental-theoretical generalized formula is given:

$$\frac{\sigma}{R} = 1,48 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{lim}} - 0,64 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{lim}} \right)^2 + 0,16 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{lim}} \right)^3.$$

Which is valid for all values of R and ε_{lim} characteristic of lightweight concretes in the range $0 < \varepsilon < \varepsilon_{lim}$.

The dependence of the strength of concrete of a given composition on the above factors at positive air temperatures can be generally expressed by the formula

$$R = \Phi(R_0, v, t, W). \quad (2)$$

Where R_0 is the strength of concrete of a given composition under standard conditions of hardening and testing. $v = v_0 = 0,25$ MPa/s $t = t_0 = 28$ days; $W = 1.0$.

If the strength of concrete R is determined at non-standard values of the factors, but at any, but their known values, then from (2)

$$R_0 = RF(v, t, W). \quad (3)$$

At the first stage of investigating the main (1) dependence, the function describing the (3) dependence was studied, for which the multifactor function was replaced by the product of the single-factor functions of these variables, i.e.

$$F(v, t, W) = f_1(v) \cdot f_2(t) \cdot f_3(W). \quad (4)$$

The $f_1(v)$ relationship describes the concrete R_V strength at any loading rate V . For $f_1(v)$, we could use the relationship

$$R_V = 0,1 R_n \left(10 + lg \frac{V}{V_n} \right) = R_n \left(1 + 0,1 lg \frac{V}{V_n} \right).$$

The analysis showed that the empirical coefficient 0.1 in front of $lg V/V_n$ is the same for all types and classes of concrete. However, a graphical analysis of the $R_V(lgV)$ dependence shows that it is different for heavy and light concrete and depends on the strength of the concrete.

The dependence of concrete strength $f_2(t)$ on its age is approximately described by the classical formula

$$R_t = R_{28} \frac{lg t}{lg 28}.$$

This formula gives relatively satisfactory results for heavy concretes at a relative humidity W close to 1. Denoting the coefficient of increase in concrete strength over time by β_t , we obtain

$$\beta_t = \frac{R_t}{R_{28}} = \frac{lg t}{lg 28} \approx 0,7 lg t.$$

This dependence does not take into account the type of cement and its activity, the conditions of concrete production, as well as other factors, since it does not contain any parameters characterizing the properties of concrete. In addition, according to the above dependence, the strength of concrete increases indefinitely over time, and its growth rate when $t > 0$ is infinitely large, since

$$\lim_{t \rightarrow 0} \frac{d\beta_t}{dt} = \lim_{t \rightarrow 0} \frac{0,7 \ln 10}{t} = \infty.$$

According to the proposals of the MC-90 Model Code of the European Concrete Committee, the following relationship is proposed for determining the coefficient of increase in concrete strength with time:

$$\beta_t = \exp \left[S \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right].$$

Where S is a coefficient that depends on the type of cement. For fast-setting and high-grade (RS) cements $S=0.2$; for normal and fast-setting (NuR) cement $S=0.25$; for slow-setting (SL) cements $S=0.33$. In real conditions, the temperature-humidity regime of concrete changes systematically, therefore this dependence is multifactorial.

There are no calculated dependences of the kinetics of concrete strength increase on ambient humidity. However, it is known that the lower W , the slower the increase in concrete strength in an air-dry environment. When $W < 0.5$, the strength of concrete after 28 days almost does not increase due to the slowdown or complete cessation of the cement hydration process, and in some cases it decreases due to the development of internal shrinkage stresses.

The influence of sample sizes (scale factor) is not considered in the paper, and the sample sizes are the same in all series.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Based on experimental-theoretical research, we obtained the following validation functions for the members of the main dependencies.

$$R_0 = R \left[1 - (0,098 - 0,0053 \lg \frac{V}{V_0}) \lg \frac{V}{V_0} \right] \frac{\lg 28}{(\lg t)^w},$$
$$\varepsilon_{lim} = (191,174 + 3,513R_0) [1 - (0,0023R_0)(1 - W)^{0,392}] 10^{-5}.$$
$$C = (0,563 + 0,006R_0) - (-0,494 + 0,0024R_0) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{lim}}.$$
(5)

To assess the accuracy of the obtained relationships, we compared the experimental values of σ/R with the values calculated by formula (1) for a dozen high-strength concrete compositions. The difference between the experimental and theoretical values of σ/R in most cases of individual experiments does not exceed 10%, and depending on the composition of the concrete as a whole is close to zero.

Based on the proposed relationships, it has been established that the ultimate deformation of heavy concrete during hardening under the same temperature and humidity conditions increases with increasing concrete grade. With a decrease in the humidity of the environment in which concrete hardens, the magnitude of its ultimate deformation decreases.

An important result of these relationships is that during the operation of concrete and reinforced concrete, it is possible to evaluate the failure mechanism of high-strength monolithic concrete, to determine the stress corresponding to a given deformation. These relationships have been brought to the stage where it is possible to implement specific engineering tasks. Based on the obtained relationship, it is possible to solve the inverse problem – to determine the deformation corresponding to a given stress.

References:

1. Neville A. M. Properties of concrete, England, London, 2011. 346 p.
2. Lermite R. Problemy tekhnologii betona. France, Paris. 2007. 296 p.
3. Temur Turmanidze, Zurabmegrelishvili, David Chkhaidze. Studying the Relationship between Concrete Stresses and Deformations, Taking into Account its Strength, Age, Hardening Conditions and Loading Speed. *Bulletion of the Georgian national academy of sciences*. 2023. Vol. 17, no. 2.
4. T. Turmanidze. GONSTRUCTION ENGINEERING «Influence of loading rate on the strength of monolithic concrete, taking into account the age of the structure and during hardening». *Transactions of the Adjara Autonomous Republic Regional Scientific Centre of the Georgian National Academy of Sciences*. Batumi, 2022. Vol. VIII. Pp. 60–65.
5. Temur Turmanidze. Mathematical model of the relationship between stress and strain of concrete, taking into account the factors of current operating conditions. *Development of accounting, audit and taxation in the conditions of innovative transformation of socio-economic systems* : Proceedings of the VIII International Scientific and practical Conference. Kropyvnytskyi, Ukraine, 2020. Pp. 341–345.
6. Turmanidze T. O. Strength of concrete from the positions of adsorption and its computer software. *Materials of the XXXI International Conference*. Lankaran-Baku, Republic of Azerbaijan. 2018. Pp. 127–128.
7. Turmanidze T. O. Investigation of the relationship between tension and deformation of concrete considering the factors of operating conditions and its computer software. *Materials of the VI International Scientific Conference MMOTI*. Moldova, Chişinău 2018. Pp. 225–228.
8. T. Turmanidze. Long-term strength of concrete from the positions of adsorption theories of creep of solids and its computer software. *Science IS THE EARTH OF EDUCATION* : Materials of the XXVI International Scientific Conference. Ukraine, Zaporozhye 2017.
9. Turmanidze T. Matematikal model of dependence between pressure and deformation of concrete and its computer software. *PROBLEMS OF DECISION MAKING UNDER UNCERTAIN TIES (PDMU-2018)* : Materials of XXXII international conference. Prague, Czech Republic, 2018. P. 27–31.
10. T. Turmanidze. Investigation of the stress-strain state of high-strength concrete considering operational conditions. *Transactions of the Adjara Autonomous Republic Regional Scientific Centre of the Georgian National Academy of Sciences*. Batumi, 2025. Vol. XI. Pp. 128–140.
11. Temur Turmanidze, Teimuraz Jojua. Study of the ultimate strength of concrete in tension from the standpoint of the adsorption theory of the nature of creep of solid bodies. *Modern Challenges and Achievements in Information and Communication Technologies* : IV International Scientific–Practical Conference – TRANSACTIONS. Batumi, 2025. P. 182–186.
12. T. Turmanidze, I. Didmanidze. Mathematical model for predicting concrete strength. *Systems Analysis. Informatics. Management* : Proceedings of the II All-Ukrainian scientific and practical conference. C 40. (CAIY-2011). P. 250. Zaporizhzhia, Ukraine, 2011.
13. Turmanidze T. O. Complex influence of operating conditions on the physical and mechanical characteristics of concrete : Abstract of dissertation. Tbilisi, 1996. 35 p.
14. T. Turmanidze, G. Putkaradze. Mathematical model of the complex influence of operating conditions on the strength of concrete. *THEORETICAL AND APPLIED ASPECT OF PROGRAM SYSTEMS DEVELOPMENT*. TAAPSD 2016 : 13th International conference. Proceeding. Ukraine Kiev, 2016. P. 309–301.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

15. T. Turmanidze, G. Putkaradze. *Theoretical and applied aspects of building software systems. Mathematical model for determining the strength of concrete* : Proceedings of the XII International scientific and practical conference. Ukraine, Kyiv, 2015. Pp. 213–214.
16. T. Turmanidze, G. Putkaradze, I. Didmanidze. Study of the relationship between stress and strain of concrete taking into account factors of current operating conditions and its software. *Proceedings of the III international scientific and practical Internet conference. Zaporizhzhia*, Ukraine 2013. Pp. 288–290.



СИНТЕЗ АКСЕЛЕРОГРАМ СЕЙСМОВИБУХОВИХ ВПЛИВІВ ДЛЯ ДИНАМІЧНОГО РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

¹Мартинюк П. М., д.т.н., професор, ¹Стоянович В. М., аспірант

¹Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Традиційно сейсмічне навантаження на споруди визначається з використанням спектрів відповідей, що є зручним інструментом для лінійного аналізу конструкцій [1]. Однак такий спектральний метод має суттєвий недолік: він повністю втрачає інформацію про розвиток динамічного процесу в часі. Зокрема, метод не дає змоги врахувати реальну тривалість дії навантаження, ефекти втоми від циклічного навантаження та утворення тріщин у конструкціях. Тому для повноцінного нелінійного аналізу, особливо при врахуванні взаємодії з ґрунтом, критично необхідним є отримання вхідного сигналу у вигляді часових акселерограм. В ідеальному однорідному ґрунті розрахункову акселерограму можна отримати шляхом прямого диференціювання функції тиску Фрідлендера. Проте в реальних багатопшарових ґрунтових масивах виникає низка складних хвильових явищ, таких як багаторазове відбиття, інтерференція та резонансне підсилення. Застосування спрощених емпіричних залежностей для таких умов може призвести до значних похибок в оцінці інтенсивності сейсмовибухового впливу на фундаменти. З огляду на це, постає потреба у синтезі таких акселерограм, які б коректно відображали хвильову фізику багатопшарового середовища і водночас відповідали нормативним вимогам.

Мета роботи полягає у розробці та науковому обґрунтуванні комплексної інженерно-аналітичної методики синтезу розрахункових сейсмовибухових акселерограм для достовірної оцінки динамічної реакції споруд з урахуванням дисипативних і резонансних властивостей багатопшарових ґрунтових основ.

Виведення базових залежностей. Теоретичною основою для розв'язання задачі поширення вибухових хвиль є класичне одновимірне хвильове рівняння для пружного середовища. Це рівняння виводиться на базі фундаментального другого закону Ньютона у поєднанні із законом Гука для деформованих тіл.

В результаті аналітичних перетворень встановлено прямо пропорційну залежність між швидкістю руху $V(t)$ частинок ґрунту та величиною надлишкового тиску $P(t)$ на поверхні. При цьому обернено пропорційною величиною у цій залежності виступає акустичний імпеданс середовища, що визначається як добуток густини ґрунту на швидкість поширення хвилі.

$$V(t) = \frac{P(t)}{\rho \cdot C_v},$$

де ρ – густина ґрунту, C_v – швидкість поширення хвиль у ґрунті.

Для генерації розрахункових акселерограм запропоновано відразу декілька альтернативних математичних підходів.

Прямий аналітичний метод передбачає використання модифікованого рівняння Фрідлендера:

$$P(t) = P_{\max} \cdot \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) \cdot e^{-b \frac{t}{t_0}}$$

Дана модель використовується як еталонний вибуховий імпульс згідно з міжнародними нормами UFC 3-340-02 [2] із подальшим диференціюванням швидкості зміщення ґрунту за часом.

Спектральний метод базується на використанні швидкого перетворення Фур'є (FFT) для переходу від частотного спектра тиску до спектра прискорень із подальшим зворотним перетворенням. Для підвищення точності моделювання цей спектральний підхід додатково вдосконалено шляхом впровадження моделі в'язко-пружного тіла з комплексним хвильовим числом. Під час поширення сейсмовибухової хвилі через реальний ґрунт відбувається неминуча втрата механічної енергії внаслідок внутрішнього тертя. Для кількісного опису цієї дисипації в математичну модель інтегровано геофізичний безрозмірний коефіцієнт Q . Цей параметр безпосередньо пов'язаний із площею петлі гістерезису ґрунту та дає змогу описати загасання хвилі експоненціальними залежностями за глибиною. Для зручності інженерного використання запропоновано емпіричну формулу для обчислення Q та наведено таблицю його значень для різних типів ґрунтів.

Найбільшу складність для чисельного аналізу становлять багатопшарові ґрунтові основи, де можливі явища частотного резонансу та дисперсії хвиль. Для таких умов планується розробити спеціальну комбіновану методику, яка б поєднувала строге моделювання хвильових процесів та нормативне спе-

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ктральне калібрування. Розрахунок швидкості частинок на межі розділу шарів здійснюється за допомогою рівняння Фрідлендера з використанням принципів акустичного наближення. Отримана таким чином акселерограма має реалістичну фізичну форму вибухового імпульсу і повністю готова для використання в програмних комплексах для розрахунку будівель і споруд. Також планується порівняння отриманих результатів з акселерограмами, визначеними на основі методу скінченних елементів шляхом прямого інтегрування рівнянь руху для заданого масиву ґрунту.

Для автоматизації розрахункових процесів та практичного застосування методики створено спеціалізовану програму мовою Python. З її допомогою генеруються масиви розрахункових акселерограм на основі комбінування граничних значень ключових параметрів (рівнів надлишкового тиску, помножених на показники жорсткості ґрунту). Такий параметричний підхід дає змогу інженеру комплексно оцінити весь діапазон можливих динамічних реакцій конструкції в умовах неповної або варіативної інформації про реальний стан ґрунтового масиву. Залежно від цілей подальшого моделювання в спеціалізованих програмних комплексах, розроблений алгоритм здатний формувати як усереднену розрахункову акселерограму, так і огинаючу криву максимальних інерційних впливів. Використання цієї програми виключає ймовірність критичної недооцінки сейсмовибухових навантажень, забезпечуючи високу надійність та варіативність проектування споруд, в тому числі - захисних.

Висновки

1. Використання виключно спектральних методів є недостатнім для надійної оцінки вибухостійкості споруд, оскільки при цьому ігнорується розвиток процесу в часі; це вимагає переходу до прямого динамічного розрахунку з використанням акселерограм.
2. Розроблено та теоретично обґрунтовано комбіновану методику синтезу сейсмовибухових акселерограм, яка поєднує хвильову теорію поширення імпульсу Фрідлендера (за еталоном UFC 3-340-02), швидке перетворення Фур'є (FFT) та модель в'язко-пружного тіла з урахуванням геофізичного коефіцієнта дисипації енергії Q .
3. Створено автоматизований програмний інструмент, який шляхом параметричного комбінування характеристик тиску та ґрунту формує спектр вхідних кінематичних впливів (усереднених або огинаючих), що повністю готові для коректного імпорту в сучасні розрахункові комплекси (SCAD, LIRA-SAPR) і дають змогу уникнути проблеми генерації нефізичного високочастотного шуму.

Список використаних джерел

1. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. URL: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3038077155897509804 (дата звернення: 10.04.2026).
2. UFC 3-340-02 Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. Whole Building Design Guide. URL: https://www.wbdg.org/FFC/DOD/UFC/ARCHIVES/ufc_3_340_02.pdf (дата звернення: 10.04.2026).

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ОЦІНКА ДИНАМІЧНОГО ВПЛИВУ НА КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ВІД НИЗЬКОЧАСТОТНИХ АКУСТИЧНИХ СИСТЕМ ТА ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

¹Мар'єнков М. Г., д.т.н., професор, ¹Яковенко І. А., д.т.н., професор,
¹Фрідліб С. В., аспірант

¹Національний університет біоресурсів і природокористування, м. Київ, Україна

Вібраційні впливи, такі як робота машин і механізмів, вібрація внаслідок руху транспорту, особливо рейкового, можуть негативно впливати на будівельні конструкції будівель та інженерних споруд [1–3]. Ще одним прикладом динамічного впливу є вібрація, що створюється потужними низькочастотними акустичними системами. Розглянемо це питання у контексті дослідження будівлі концертного залу по вул. Старознесенська, 24 у м. Львів.

Дослідження включає експериментальну оцінку віброприскорення на різних конструкціях будівлі внаслідок роботи НЧ-динаміків з високим рівнем звукового тиску. В якості джерела звуку використовувалися два 18-ти дюймові сабвуфери, що були розташовані на підлозі в зоні сцени. Тестовим сигналом було вибрано частотно-модульований сигнал в діапазоні від нижньої межі сабвуфера 16–150 Гц. Рівень звукового тиску, виміряний у декількох інформативних точках показано у табл. 1. У робочому діапазоні частот рівень звукового тиску під час вимірювань лежить у межах 125 дБ, що відповідає умовно максимальним рівням під час концертних подій.

Вимірювання рівня віброприскорення аналізатором спектру з трикомпонентним датчиком-акселерометром при розміщенні датчика: на підлозі, цегляних колонах та нижньому поясі металевих ферм. Детальні точки показано на рис. 1–4.

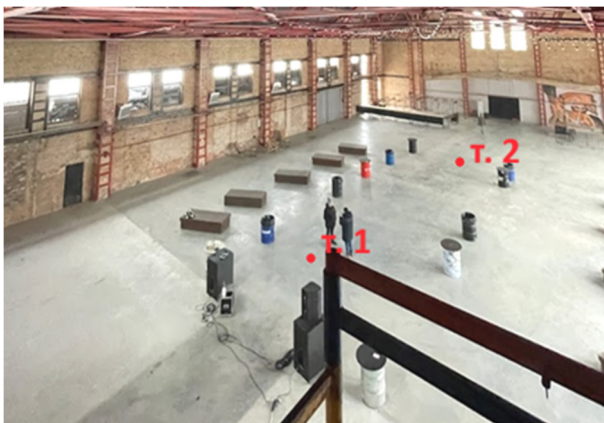


Рис. 1. Фото розміщення акустичних систем та позначення контрольних точок на підлозі



Рис. 2. Розміщення датчика на колоні у точці 3



Рис. 3. Розміщення датчика на колоні



Рис. 4. Розміщення датчика на фермі покриття

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Вимірювання вібрації проводились за трьома напрямками – X , Y , Z , де напрямок X спрямовувався у бік акустичних систем.

Таблиця 1

Рівень звукового тиску, виміряний у декількох інформативних точках

Точки вимірювань	Рівні звукового тиску L (максимальні рівні у режимі «slow max») у дБ у октавних смугах частот із середньгеометричними частотами у Гц				
	16	31,5	63	125	250
точка 1. 3 м від сабвуферів	89	117	121	113	82
точка 2. 20 м від сабвуферів	87	115	117	110	78

Час вимірювань для кожної точки складав 45 сек, що включали у себе 3 цикли тестового сигналу. Характерні графіки вібрації за трьома напрямками показані на рис. 5–6. Вібрація, збуджувана акустичними системами, виділяється з-поміж фонові, починаючи з октавної смуги 16 Гц.

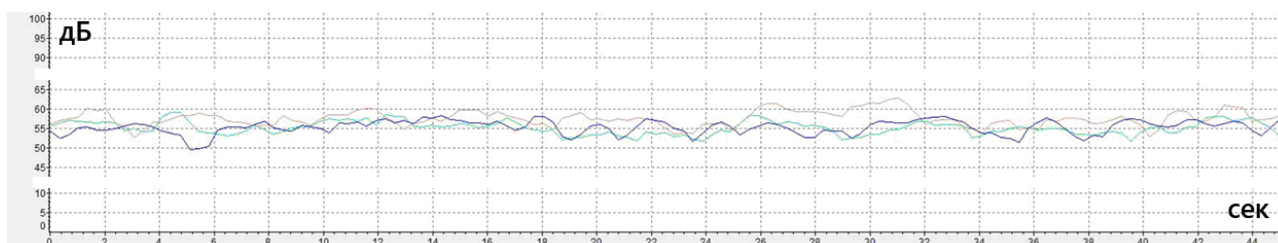


Рис. 5. Фоніві рівні вібрації у смузі частот 8 Гц

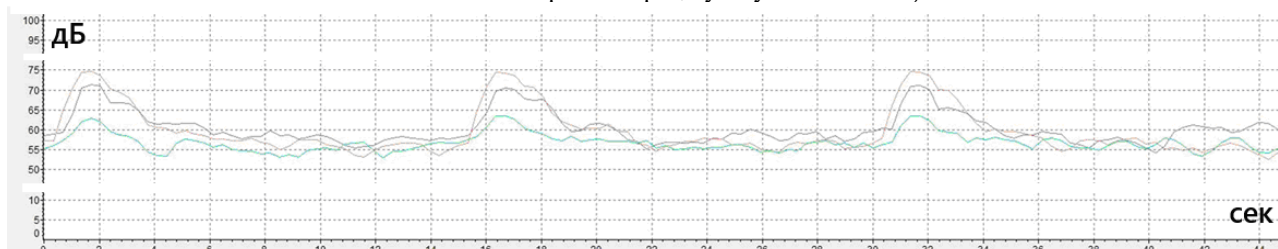


Рис. 6. Рівні вібрації у смузі частот 16 Гц

У табл. 2 приведені результати вимірювань рівня вібрації в основних інформативних точках в октавних смугах частот. Рівні вібрації виражені у дБ при опорному рівні віброприскорення 1×10^{-6} (m/c^2) [4; 5]. У таблиці показані пікові значення віброприскорення для кожної точки. Вибіралося максимальне значення для кожної октавної смуги серед трьох напрямків (X , Y , Z).

Таблиця 2

Результати вимірювань рівня вібрації
в основних інформативних точках в октавних смугах частот

	Рівень віброприскорення, дБ, в октавних смугах частот, Гц			
	16	31,5	63	125
Точка 1. На підлозі в 3 м	62	79	91	89
Точка 2. На підлозі в 20 м	74	95	98	92
Точка 3.1. На колоні	75	98	102	95
Точка 3.2 На фермі	78	106	112	105
Фонове значення на колоні	61	62	59	62
Фонове значення на фермі	61	62	68	64
Допустимі значення віброприскорення*	115	124	134	141

* – Перераховані гранично допустимі значення віброприскорення згідно DIN 4150-3:1999 «Structural vibration — Part 3: Effects of vibration on structures» для 3-ї категорії будівель (найбільш чутливі). Даний документ оперує терміном віброшвидкість, проте враховуючи гармонічну природу впливу, перерахунок з віброшвидкості у віброприскорення є цілком коректним.

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Значення, що вказані у табл. 2, як допустимі, слід розуміти як такі, при яких можливі легкі або середні пошкодження і необхідна більш детальна оцінка. Зафіксовані значення на конструкціях мінімум на 20 дБ нижче допустимих.

Різниця у рівнях вібрації для точок 1 і 2 пояснюється тим, що точка 1 – бетонна підлога по ґрунту, а в точці 2 – залізобетонне перекриття з підвалом нижче, відповідно проявляються резонансні посилення вібрації.

Висновки

1. Вібраційний вплив акустичних систем при досягненні рівня звукового тиску до 125 дБ на низьких частотах не впливає на надійність конструкцій будівлі і безпеку експлуатації у даному конкретному випадку. Проте, для інших типів конструкцій або для конструкцій, які мають пошкодження, можуть фіксуватися значення близькі, або вищі за гранично допустимі.

2. При більш інтенсивних динамічних впливах, таких як вібрація рейкового транспорту, з більш низькочастотним спектром, рекомендується проводити оцінку рівнів вібрації конструкцій будівель, розташованих на відстані менше 40 м від колії залізниці, за результатами віброметричних досліджень [6] з метою визначення максимальних динамічних навантажень на конструкції будівель і споруд при можливих їх резонансних коливаннях.

Список використаних джерел

1. Proença J. M., Branco F. Case Studies of Vibrations in Structures. *Revue Européenne de Génie Civil*. 2005. Vol. 9/1–2 P. 159–186. URL: <https://doi.org/10.1080/17747120.2005.9692749>
2. Bachmann H. & oth. *Vibration problems in structures. Practical guidelines*. Springer Science & Business Media, 1995. 234 p.
3. *Assessing Vibration: a technical guideline*. February 2006. ISBN 1 74137 812 5.
4. DIN 4150-3:1999. Structural vibration. Part 3: *Effects of vibration on structures*.
5. BS 7835-2:1993. Evaluation and measurement for vibration in buildings. Part 2: *Guide to damage levels from groundborne vibration*.
6. Transit Noise and Vibration Impact Assessment Manual FTA Report No. 0123 Federal Transit Administration PREPARED BY John A. Volpe National Transportation Systems Center SEPT.
7. Marienkov M., Yakovenko I., Bakulin Y., Babik K. Influence of Vibrations Analysis of the Agricultural Seed Conditioning Industrial Building Complex / Zabulonov, Y., Peer, I., Zheleznyak, M. (eds). *Liquid Radioactive Waste Treatment: Ukrainian Context*. LWRT 2023. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2025. Vol. 712. P. 172–185. URL: https://doi.org/10.1007/978-3-031-95663-8_18
8. Trofymchuk O. M., Kaliukh Iu. I., Berchun Ya. O., Marienkov M. G., Khymenko B. O., Tytarenko V. A., Vapnichna V. V. Hybrid Numerical Method for the Evaluation of the Seismic Protection of Buildings Based on Digital Twins. *Journal of Mathematical Sciences (United States)*. 2025. Vol. 291(5). P. 883–899. URL: <https://doi.org/10.1007/s10958-025-07858-2>
9. Мар'єнков М. Г., Фрідліб С. В. Експериментальна оцінка ефективності віброізоляції будівель при впливах рейкового транспорту. *Крамаровські читання* : зб. тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції з нагоди 118-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) (20–21 лютого 2025 р., м. Київ). К. : НУБіП України, 2025. С. 514–517.
10. Kaliukh I., Dunin V., Marienkov M., Trofymchuk O., Kurash S. Peculiarities of Applying the Risk Theory and Numerical Modeling to Determine the Resource of Buildings in a Zone of Influence of Military Actions. *Cybernetics and Systems Analysis*. 2023. Vol. 59 (4). P. 612–623. URL: <https://doi.org/10.1007/s10559-023-00596-w>

ЧИСЕЛЬНІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗЧЕПЛЕННЯ АРМАТУРИ З БЕТОНОМ

¹Дмитренко Є. А., к.т.н., доцент, ¹Яковенко І. А., д.т.н., професор

¹Національний університет біоресурсів і природокористування України, м. Київ, Україна

Зчеплення арматури з бетоном є ключовим фактором, який забезпечує надійну та ефективну роботу залізобетонних конструкцій. Саме механізм зчеплення дозволяє двом різноматеріальним матеріалам працювати як єдине монолітне тіло, що є фундаментальним для забезпечення механічних властивостей залізобетонних конструкцій [1].

Зв'язок на межі «арматура-бетон» забезпечує такі важливі аспекти поведінки конструкції, як утворення та розкриття тріщин, жорсткість на розтяг (tension stiffening), деформативність та несуча здатність. В умовах повномасштабної війни в Україні, коли існує постійна загроза обстрілів, вибухів та ударних навантажень, надійність залізобетонних конструкцій набуває критичного значення для збереження людських життів та інфраструктури. Особливо критичним механізмом руйнування зчеплення стає в умовах динамічних, вибухових та циклічних навантажень, а також під впливом агресивних факторів навколишнього середовища, таких як корозія, високі температури та змінне заморожування-відтавання.

Незважаючи на десятиліття досліджень, побудова загальної універсальної теорії зчеплення, яка б задовольняла потреби інженерів-проектувальників, досі залишається невирішеною задачею [2]. Це пов'язано з надзвичайною складністю механізму, який залежить від великої кількості факторів. Так, згідно класифікації [3], фактори та параметри, які впливають на зчеплення арматури з бетоном можна систематизувати на сім основних груп:

- *параметри арматурних стержнів (геометричні)*: тип профілю, діаметр, площа поздовжньої арматури, індекс Рема, площа поперечної арматури.

- *властивості арматурних стержнів (фізичні, клас арматури)*: розрахунковий та характеристичний опір на розтяг/стиск, модуль пружності.

- *властивості бетону (фізичні, клас бетону)*: тип бетону, розрахунковий та характеристичний опір на стиск/розтяг, модуль пружності.

- *вид напружено-деформованого стану (НДС)*: складні види НДС, а також динамічні впливи (від руху кранів, обладнання, сейсмічні/вибухові впливи) та температурні впливи.

- *деформаційні параметри*: прийняті діаграми деформування бетону та арматури, усереднені деформації.

- *тріщиностійкість*: тип тріщин (нормальні, похилі, просторові), момент утворення тріщин, коефіцієнт урахування роботи розтягнутого бетону, ширина та глибина розкриття тріщин, відстань між ними.

- *корозія та вплив зовнішнього середовища*: величина захисного шару бетону, корозія арматури та бетону, зменшення пороутворення, вплив агресивного та/або температурного середовища.

Задача моделювання зчеплення арматури з бетоном є предметом численних досліджень, які можна розділити за кількома основними напрямками: *експериментальні дослідження*, *розробка аналітичних моделей* та *створення чисельних моделей*.

На сьогодні розроблено значну кількість аналітичних моделей для опису діаграми «напруження зчеплення – проковзування», які, як правило, базуються на результатах експериментальних досліджень. За характером математичної залежності, яка закладена в їх основі, ці моделі прийнято класифікувати на лінійні (пружні) та нелінійні (пружнопластичні), а також диференційовані й варіаційні [2] (рис. 1).

Чисельні моделі дозволяють детально аналізувати складні явища, що супроводжують руйнування зчеплення. Залежно від рівня деталізації, їх поділяють на *макро-*, *мезо-* та *мікроскопічні* [4].

Макроскопічні моделі розглядають залізобетон як гомогенну структуру. Найпростіша гіпотеза ідеального зчеплення не враховує відносне зміщення компонентів, що знижує точність розрахунку, особливо при динамічних впливах [1]. Більш складні підходи, як-от шаруваті моделі перерізів, враховують проковзування опосередковано через зміну значення згинальної жорсткості, або безпосередньо – через введення параметрів зчеплення у диференціальні рівняння рівноваги [6].

Мезоскопічні моделі базуються на дискретному представленні арматури та бетону як окремих тіл. Їхній контакт описується інтерфейсними елементами: пружинними (bond-link) або моделями когезійної зони (CZM), що фіксують деградацію зв'язку. Удосконалені фрикційно-когезійні алгоритми (FCZM)

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

додатково враховують сили тертя, а для складних розрахунків застосовують контактні алгоритми спеціалізованих програмних комплексів [4] (рис. 2).

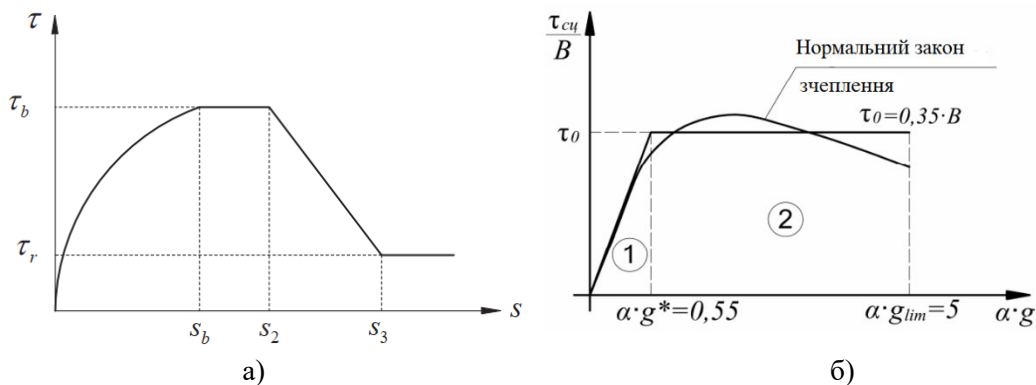


Рис. 1. Деякі найбільш розповсюджені аналітичні залежності «напруження зчеплення» – «проковзування»: а) ВРЕ залежність $\tau_{bond} - \delta$; б) нормальний закон Холмянського М. та його пружньо-пластична апроксимація

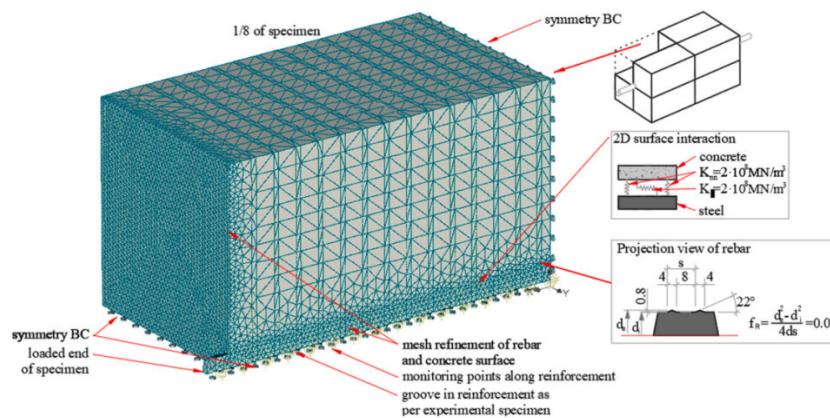


Рис. 2. Мезоскопічна МСЕ 3D модель фрагменту бетонного блоку із арматурою, яка працює на висмикування та опис головних параметрів моделі [1]

Мікроскопічні моделі аналізують бетон як багатофазну систему (цементний камінь та заповнювач). Якщо макро- та мезомоделі розглядають бетон як однорідне середовище, то мікроскопічні моделі фокусуються на його складній внутрішній будові, представляючи матеріал як багатофазний композит [4]. Це наділяє даний підхід вищою науковою обґрунтованістю, оскільки він спрямований на виявлення фундаментальних чинників руйнування, що зароджуються на рівні окремих складових бетону та на межі їхнього розділу. Дані моделі дозволяють детально вивчити механіку руйнування, проте потребують значних обчислювальних ресурсів [5].

Для чисельного моделювання взаємодії арматури з бетоном використовують спеціалізоване програмне забезпечення, таке як ПК «ЛІРА САПР», «ABAQUS», «ANSYS», «DIANA» та «NASTRAN» та ін. [4]. Як правило, ці моделі застосовують калібровані за рахунок проведення експериментів аналітичні залежності «напруження зчеплення» – «проковзування» для прогнозування поведінки зразків. Чисельні дослідження зчеплення включають 3D-мезомасштабне моделювання інтерфейсу між ребристою сталлю та бетоном та МСЕ моделювання із врахуванням пошкоджень.

Незважаючи на значний прогрес, існуючі чисельні експериментальні дослідження зчеплення арматури з бетоном мають низку обмежень: недостатньо вивчено сукупний вплив різних факторів, більшість запропонованих моделей не є універсальними, а детальне чисельне моделювання залишається обчислювально затратним [1]. Це підкреслює необхідність проведення подальшого систематичного аналізу та порівняння існуючих моделей, а також проведення подальших досліджень.

Список використаних джерел

1. Yakovenko I. A., Dmytrenko Ye. A., Bakay T. V., Denysenko D. O., Pochka K. I. Critical analysis of analytical and numerical models of bond between reinforcement and concrete. *Strength of Materials and Theory of Structure: Scientific and technical collected articles*. K.: KNUCA, 2025. Issue 115. P. 244–261. URL: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2025.115.244-261>
2. Ромашко О. В., Журавський В. М., Ромашко О. Д. Узагальнена модель зчеплення арматури з бетоном. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2019. Вип. 37. С. 214–221. URL: <http://www.irbis->

nbuv.gov.ua/cgi-

bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?I21DBN=LINK&P21DBN=UJRN&Z21ID=&S21REF=10&S21CNR=20&S21STN=1&S21FMT=ASP_meta&C21COM=S&2_S21P03=FILEA=&2_S21STR=rmkbs_2019_37_28 (дата звернення: 10.04.2026).

3. Яковенко І. А., Дмитренко Є. А. Класифікація параметрів та пошук аналітичних залежностей зчеплення арматури з бетоном у залізобетонних конструкціях будівель та споруд. *Крамаровські читання* : зб. тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції з нагоди 118-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) (20–21 лютого 2025 р., м. Київ). К. : НУБіП України, 2025. С. 533–536.
4. Mazumder M. H., & Gilbert R. I. Finite Element Modelling of Bond–Slip at Anchorages of Reinforced Concrete Members Subjected to Bending. *SN Applied Science*. 2019. Vol. 1. Article number 1332. DOI: <http://doi.org/10.1007/s42452-019-1368-5>.
5. Fan C., Zheng Y., Wen Y., & Sun M. Classification and Prediction of Deformed Steel and Concrete Bond-Slip Failure Modes Based on SSA-ELM Model. *Structures*. 2023. Vol. 57. Article number 105131. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105131>.
6. Kolchunov V. I., Yakovenko I. A., Dmitrenko E. A. The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete. *Серія галузеве машинобудування, будівництво* : зб. наук. праць. Полтава : ПолтНТУ, 2016. Вип. 2(47). С. 125–132.



КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ДЛЯ ВІДНОВЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ КАРКАСІВ СКЛАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ

¹Прусов Д. Е., д.т.н., професор,

²Паливода О. А., к.т.н., доцент,

³Макаров Д. Ю., інженер-конструктор,

¹Інститут інноваційної освіти Київського національного університету будівництва і архітектури,
м. Київ, Україна

²ДУ «Київський авіаційний інститут», м. Київ, Україна

³ТОВ «ПЕЙККО УКРАЇНА»

Ця публікація присвячена комплексному аналізу факторів, що визначають сучасний стан галузі збірного залізобетону: висвітлено ключові перешкоди, які стримують її популяризацію, а також стимули, що сприяють активному впровадженню таких конструкцій у будівництво [1].

Особливу увагу автори приділяють практичному аспекту – розробці готових індустріальних рішень для оперативного відновлення каркасних будівель, що зазнали пошкоджень внаслідок вибухів або пожеж.

Спираючись на передовий досвід світових лідерів, зокрема компанії Peikko, стає можливим суттєво підвищити швидкість і надійність монтажу, виконуючи реконструкцію споруд навіть із використанням вцілілих фундаментних конструкцій [2; 3].

Застосування цих інноваційних підходів відкриває широкі можливості для всіх учасників ринку. Виробники залізобетону, будівельні компанії, девелопери, а також архітектори, інженери-проектувальники та фахівці з енергетичних об'єктів можуть отримати суттєві переваги від використання новітніх технологій з'єднання, що підвищують загальну якість та економічність проєктів [3].

Одним із найбільш прогресивних і затребуваних рішень у сучасній практиці є болтові з'єднання, особливо при роботі з колонами [4].

Хоча на ринку існує кілька методів стикування колон, вони кардинально різняться за рівнем складності конструкції та трудомісткістю монтажу. На відміну від традиційних систем, які передбачають тривалі технологічні паузи для набору міцності розчину та вимагають залучення великих бригад для тимчасової фіксації елементів, болтові системи дозволяють мінімізувати простої техніки та оптимізувати чисельність персоналу на майданчику.

Технологія Peikko виступає оптимальним вибором у складних гідрогеологічних умовах, наприклад, при високому рівні ґрунтових вод, коли необхідно проектувати фундаменти мінімальної товщини. Також цей метод є незамінним під час реконструкції, коли втручання в існуючі конструкції має бути обмеженим.

Важливою перевагою є адаптованість системи до сейсмоактивних зон: спеціальні енергорозсіювальні з'єднання гарантують стійкість каркаса до критичних навантажень без ризику руйнування. Крім того, такий інженерний підхід дозволяє уникнути надмірного армування, що забезпечує економію бетону до 28%.

Конструктивно болтове з'єднання реалізується через систему колонних башмаків, які закладаються безпосередньо в тіло колони, та анкерних болтів, що бетонуються у фундамент або торець іншої колони. Висока надійність стику досягається відразу після позиціонування елемента та затягування гайок, що дозволяє миттєво продовжувати монтажні роботи.

Ефективність запропонованого підходу підтверджена результатами дослідження, проведеного в межах проєкту відновлення складського комплексу у м. Львів [4].

Аналіз витрат на стикування нових колон з існуючими фундаментами показав, що болтове з'єднання є найбільш раціональним варіантом. Розрахунки вартості матеріалів, обсягів основних операцій та трудовитрат продемонстрували беззаперечну перевагу цієї технології над альтернативними методами за критеріями швидкості, економічної вигоди та технологічної гнучкості.

Список використаних джерел

1. Промисловість. Збірний залізобетон. URL: <https://esu.com.ua/article-16540>. (дата звернення: 10.04.2026).
2. Лапенко О., Табаркевич Н., Макаров В., Паливода О. Відновлення покрівлі та перекриттів будівель, які постраждали внаслідок бойових дій в Україні. *LWRT 2022*. 2024. LNCE 469. С. 77–82. DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-031-55068-3_7.
3. Products and solutions. Products for precast. URL: <https://www.peikko.com/products/precast-products/> (дата звернення: 10.04.2026).
4. Peikko. Column Connections. URL: <https://www.peikko.com/products/precast-products/column-connections/> (дата звернення: 10.04.2026).

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ЗМІСТ

ПРАКТИЧНІ МЕТОДИ ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА ДІЮ УДАРНОЇ ПОВІТРЯНОЇ ХВИЛІ ВІД ЗВИЧАЙНИХ ЗАСОБІВ УРАЖЕННЯ. Перельмутер А. В., Кочкар'єв Д. В., Азізов Т. Н.	4
ВИКОРИСТАННЯ ЕНТРОПІЇ ДЛЯ КОМБІНОВАНОГО ВИБОРУ КІЛЬКОСТІ МОД ПРИ РОЗРАХУНКАХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДІЇ ВИБУХОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ. Азізов Т. Н., Кочкар'єв Д. В.	6
УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ ПСЕВДО СУЦІЛЬНИХ ПАЛЬОВО-ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ. Самородов О. В., Бондар О. П.	8
КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНЕ РІШЕННЯ ОГОРОДЖУВАЛЬНОЇ СТІНИ ПІДЗЕМНОЇ СПОРУДИ У ВОДОНАСИЧЕНИХ ҐРУНТАХ. Самородов О. В., Мозговий А. О., Бутенко А. А., Спіранде О. С.	10
МЕТОДИКА ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ОБСТЕЖЕННЯ ПІСЛЯ УРАЖЕННЯ БПЛА. Цюпин Є. І., Башинський О. В.	12
МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ ТОНКОСТІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ. Мирошніченко І. О.	14
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВИКОРИСТАННЯМ ДИСПЕРСНОГО ЛОКАЛЬНОГО АРМУВАННЯ СТАЛЕВОЮ ФІБРОЮ. Масюк Г. Х., Мельничук С. М., Музичук М. В.	16
ЕНЕРГЕТИЧНО ОБҐРУНТОВАНА ПОБУДОВА ДІАГРАМ ЗЧЕПЛЕННЯ АРМАТУРИ З БЕТОНОМ ТА ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПЕТЛЕВИХ ВУЗЛІВ. Грищенко О. Д.	17
РОБОТА ДВОХШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ З ШТУЧНИМ РЕГУЛЮВАННЯМ ЗУСИЛЬ ПРИ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ. Собіщанський О. Л., Ковальчук Ю. Т.	19
РЕКОНСТРУКЦІЯ ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА З ВИКОРИСТАННЯМ ТЕХНОЛОГІЇ 3D-ДРУКУ. Марчук В. В., Дворкін Л. Й., Тарасюк Т. О.	21
GPU-ACCELERATED DISCRETE ELEMENT VALIDATION AGAINST UFC 3-340-02 REFLECTED-IMPULSE CURVES. Kochkarov V. D., Martyniuk P. M.	23
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПІДЗЕМНИХ ПІШОХІДНИХ ПЕРЕХОДІВ ПРИ ВИКОРИСТАННІ ПРОСТОРОВОГО ТА СКІНЧЕНОЕЛЕМЕНТНОГО ПІДХОДІВ. Трач В. М., Подворний А. В., Літніцький В. І.	25
A MINIMALISTIC APPROACH TO PHYSICS-INFORMED MACHINE LEARNING FOR INVERSE PROBLEMS INVOLVING PARTICLE SYSTEMS. Alexiadis A.	26
ВІДШАРУВАННЯ ГНУЧКОГО ПІДСИЛЮЮЧОГО ЕЛЕМЕНТА МОСТОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ ПРИ ЦИКЛІЧНОМУ НАВАНТАЖЕННІ. Кундрат М. М.	28
ОСОБЛИВОСТІ ДЕФОРМУВАННЯ РОЗТЯГНУТОГО БЕТОНУ ЗА ДІЇ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ. Ромашко В. М., Ромашко-Майстрок О. В.	30
АНАЛІЗ ФАКТОРІВ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ВІДНОВЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БУДІВЕЛЬ Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Бихно В. О., Бабич М. С., Прокопович Г. М.	32
ПІДВИЩЕННЯ СТРУКТУРНОЇ СТІЙКОСТІ СТАЛЕВИХ РАМ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ДО ВИБУХОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ. Гоголь М. В., Сидорак Д. П.	34
ФАКТОРИ ФОРМУВАННЯ ПРОЄКТНИХ РІШЕНЬ МОСТОВИХ СПОРУД ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ BГІМ-ТЕХНОЛОГІЙ. Вербицький К. І., Безбабічева О. І.	36
МОДЕЛЮВАННЯ ТЕМПЕРАТУРНИХ ПЕРЕПАДІВ ПО ВИСОТІ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО МОСТУ. Лукін Д. О.	37
ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ПРИ ВІДНОВЛЕННІ ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДИНКІВ ПОШКОДЖЕНИХ ВНАСЛІДОК БОЙОВИХ ДІЙ. Караван В. В., Лазаренко М. Л.	39

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ЗАСТОСУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДЛЯ ВЛАШТУВАННЯ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ У МІСЬКИХ УМОВАХ. Юдін В. О.	41
ДИНАМІЧНИЙ АНАЛІЗ ПШОХІДНИХ МОСТІВ ФЕРМОВОГО ТИПУ. Хоружий М. М., Борейчук Ю.	43
МОДЕЛЮВАННЯ ЗАРОДЖЕННЯ КОГЕЗІЙНИХ І АДГЕЗІЙНИХ ЗВ'ЯЗКІВ У БЕТОНАХ. Волков Є. В., Погребна Ю. С., Ільїн С. В.	44
МОДЕЛЮВАННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ҐРУНТОВИХ МАСИВІВ ПІД ДІЄЮ НАВАНТАЖЕННЯ. Кузло М. Т., Кушнір В. П., Зятюк Ю. Ю.	46
ЧИСЕЛЬНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ОБЛАСТІ ЗАСТОСУВАННЯ УТОЧНЕНИХ МОДЕЛЕЙ ІЗОТРОПНИХ ТА ТРАНСВЕРСАЛЬНО-ІЗОТРОПНИХ ПРЯМОКУТНИХ ПЛИТ НА ЖОРСТКІЙ ОСНОВІ В РОЗРАХУНКАХ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ. Гуртовий О. Г., Тинчук С. О., Угрин Л. С.	48
UNDERGROUND TEMPORARY TIMBER SHELTERS STRUCTURES. Bidakov A. M., Pustovoitova O. M.	49
ПОРІВНЯННЯ РОЗРАХУНКІВ ПЛОЩІ ПЕРЕРІЗУ ПОЗДОВЖНЬОЇ АРМАТУРИ У СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ ПРЯМОКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ ЗА ЧИННИМИ ТА ПОПЕРЕДНІМИ НОРМАМИ ПРОЕКТУВАННЯ. Савицький В. В., Лозицька В. О.	51
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ДЮБЕЛІВ У ТРИЩАРОВИХ НІЗДРЮВАТОБЕТОННИХ ПАНЕЛЯХ З НЕМЕТАЛІЧНИМ ЛИСТОВИМ ПОКРИТТЯМ. Сурмай М. І., Демчина Х. Б.	53
ВПЛИВ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ І ДОВАНТАЖЕНЬ НА ПРОГИНИ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК. Савицький В. В., Лозицька В. О.	55
ЗАСТОСУВАННЯ ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ У ВІДНОВЛЕННІ СТІН ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ. Казімагомедов Ф. І.	57
МЕТОДИ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВІДНОВЛЕННІ БУДІВЕЛЬ, ПОШКОДЖЕНИХ УНАСЛІДОК ВИБУХІВ. Роговий С. І.	58
ПОСИЛЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Настич О. Б., Ворошилов А. П., Бабін М. Ю.	60
ЕФЕКТИВНІСТЬ КОМБІНОВАНИХ ФІБРОБЕТОНІВ В АГРЕСИВНИХ СЕРЕДОВИЩАХ. Поліщук О. М., Зятюк Ю. Ю.	62
КОНТАКТНА ВЗАЄМОДІЯ СИСТЕМИ «ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – БУДІВЛЯ» ДЛЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Бихно В. О.	64
ОПТИМІЗАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОГО КОНСТРУКТИВНОГО РІШЕННЯ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Сахно С. І., Козаріз В. Я., Слободянюк Н. О.	66
ЗАСТОСУВАННЯ ПЛИТНО-ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Сахно С. І., Савенко В. О., Гутник В. В.	68
МЕТОДИ МОНІТОРИНГУ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ДЛЯ ОЦІНЮВАННЯ ЗМІН ЖОРСТКОСТІ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Бихно В. О.	70
КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ШВИДКОГО ЗВЕДЕННЯ ІЗ ЗБІРНО-МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ ДЛЯ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ІЗ ЗАХИСНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ УКРИТТЯ II-го ТИПУ. Стрюк Р. І., Азізова А. Г., Овсій Д. М., Гасенко А. В.	72
КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ЗОВНІШНЬОГО ПРОТИУДАРНОГО ОГОРОДЖЕННЯ ДЛЯ НАЗЕМНИХ ЗАХИСНИХ СПОРУД КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ II-го ТИПУ ЗАХИСТУ. Стрюк Р. І., Галінська Т. А., Овсій Д. М., Гасенко А. В.	74
СТВОРЕННЯ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ В КОНСТРУКЦІЇ КРОКВЯНОЇ ПЕРФОРОВАНОЇ АРКИ. Романюк В. В., Супрунюк В. В., Фурсович М. О., Зятюк Ю. Ю., Павлюк А. П.	76

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ ДИСПЕРСНОГО АРМУВАННЯ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ТРИЩИНОСТІЙКОСТІ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ. Андрійчук О. В., Громов Д. Ю.....	78
ВЛАШТУВАННЯ КОТЛОВАНІВ ПІДЗЕМНИХ ПЕРЕХОДІВ ТУНЕЛЬНОГО ТИПУ У ВОДОНАСИЧЕНИХ ҐРУНТАХ. Хоружий М. М., Гонта В.	81
ОЦІНКА ТЕРМОСТІЙКОСТІ БЕТОНУ ПІСЛЯ ПОЖЕЖІ. Циганенко Л. А., Циганенко Г. М.	82
ЗБІРНІ ТРЬОХШАРОВІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПАНЕЛІ З ЛОКАЛЬНИМИ ЗВ'ЯЗКАМИ. Кочкар'єв І. Д.	83
РОЗШИРЕННЯ МОЖЛИВОСТЕЙ САПР ЗАСОБАМИ ВБУДОВАНОГО ПРОГРАМУВАННЯ VBA В AUTOCAD ТА GDL В ARCHICAD. Мартинюк І. П.	85
ЛАБОРАТОРНІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДІЇ ДОВАНТАЖУВАЛЬНИХ СИЛ ТЕРТЯ, ЩО ДІЮТЬ ПО БІЧНІЙ ПОВЕРХНІ КОНУСОПОДІБНИХ ПАЛЬ У СТРУКТУРНО-НЕСТІЙКИХ ҐРУНТАХ. Купрейчик А. Ю.	86
ВІДНОВЛЕННЯ ПРАЦЕЗДАТНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ РОБОЧОЇ ВЕЖІ ЕЛЕВАТОРА. Луцьковський В. М., Циганенко Г. М.	88
ВПЛИВ ГОРИЗОНТАЛЬНИХ ДІЙ МОСТОВИХ КРАНІВ НА ВТОМНУ МІЦНІСТЬ ЗВАРНИХ ПІДКРАНОВИХ БАЛОК. Самчук Р. А., Хміль Р. Є.....	90
ЗМІНА ВОЛОГОСТІ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ КРОКВ'ЯНИХ СИСТЕМ В ПРОЦЕСІ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ. Павлюк А. П., Гомон Св. Св., Дацюк В. В.	92
ВРАХУВАННЯ НАПРУЖЕНЬ ЗРІЗУ ВЗДОВЖ ВОЛОКОН В АРМОВАНИХ ТА НЕАРМОВАНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛКАХ. Гомон П. С., Медвідь М. М.....	93
APPLICATION OF NEURAL NETWORKS AND MACHINE LEARNING IN NEW APPROACHES TO MODELING AND ORGANIZING URBAN MOBILITY. Ibraim Didmanidze, Gregory Kakhiani.....	95
INVESTIGATION OF COMPOSITIONS FOR THE REMOVAL OF SCALE AND RUST FROM THE INNER SURFACES OF PIPELINES, BOILERS, AND OTHER EQUIPMENT FOR ECOSYSTEM PROTECTION. Nino Dondoladze, Nana Dondoladze	101
FAILURE MECHANISM AND STRESS-STRAIN ANALYSIS OF HIGH-STRENGTH MONOLITHIC CONCRETE TAKING INTO ACCOUNT OPERATIONAL CONDITIONS. Temur Turmanidze, Teimuraz Jojua	105
СИНТЕЗ АКСЕЛЕРОГРАМ СЕЙСМОВИБУХОВИХ ВПЛИВІВ ДЛЯ ДИНАМІЧНОГО РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛІ ТА СПОРУД. Мартинюк П. М., Стоянович В. М.....	109
ОЦІНКА ДИНАМІЧНОГО ВПЛИВУ НА КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛІ ВІД НИЗЬКОЧАСТОТНИХ АКУСТИЧНИХ СИСТЕМ ТА ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ. Мар'єнков М. Г., Яковенко І. А., Фрідліб Є. В.	111
ЧИСЕЛЬНІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗЧЕПЛЕННЯ АРМАТУРИ З БЕТОНОМ. Дмитренко Є. А., Яковенко І. А.	114
КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ДЛЯ ВІДНОВЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ КАРКАСІВ СКЛАДСЬКИХ БУДІВЕЛІ. Прусов Д. Е., Паливода О. А., Макаров Д. Ю.	117

Наукове видання

**Тези доповідей VI МІЖНАРОДНОЇ НАУКОВО-ТЕХНІЧНОЇ ІНТЕРНЕТ-
КОНФЕРЕНЦІЇ «НОВІТНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ МІСЬКОГО
БУДІВНИЦТВА ТА ГОСПОДАРСТВА»**

ТОМ 1. Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва

Відповідальні за випуск: Ткачук О. А., Шевчук О. В.

Технічний редактор

Галина Сімчук

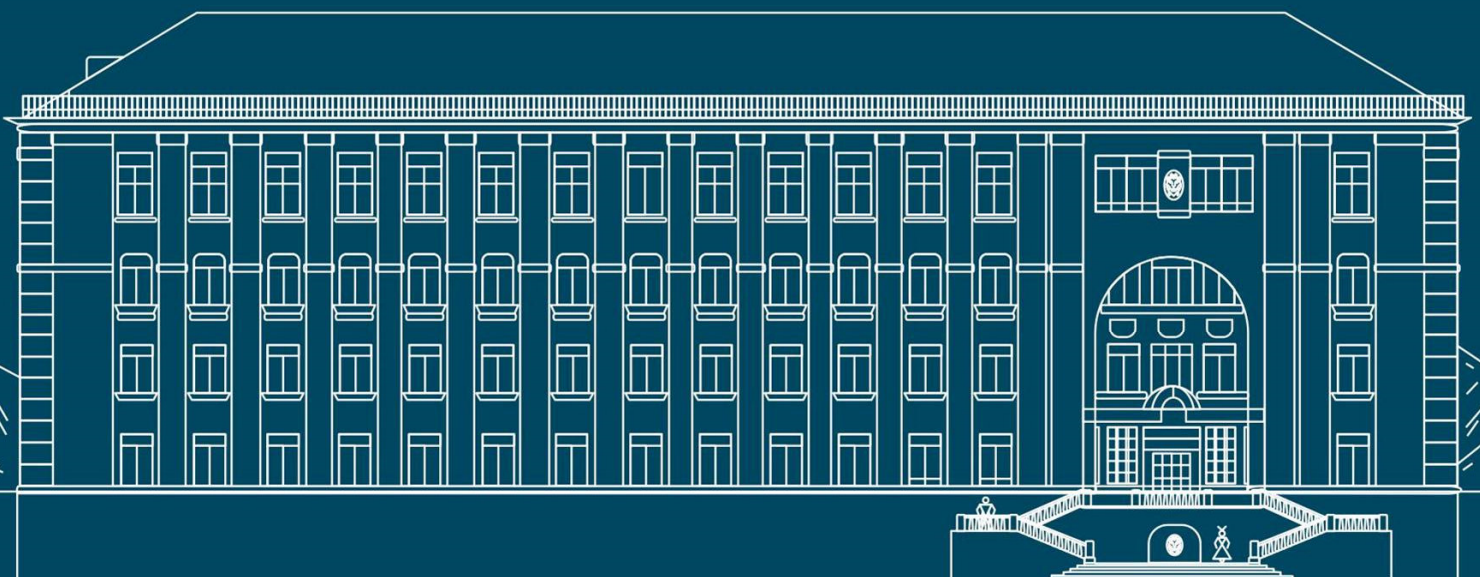
*Видавець і виготовлювач
Національний університет
водного господарства та природокористування
вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028.*

*Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до
державного реєстру видавців, виготівників і розповсюджувачів
видавничої продукції РВ № 31 від 26.04.2005 р.*

Секція 1. Реконструкція об'єктів будівництва



Національний університет
водного господарства
та природокористування



вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028



+38 (0362) 63-32-09



nuwm.edu.ua



facebook.com/www.nuwm.edu.ua