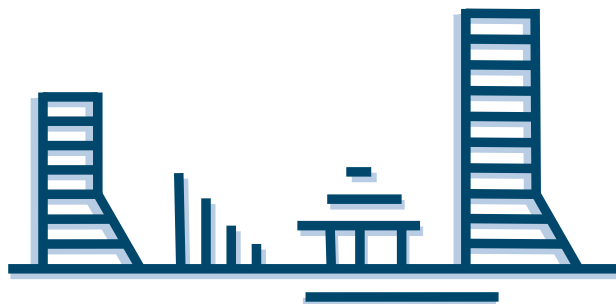


**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО
ГОСПОДАРСТВА ТА ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА
АРХІТЕКТУРИ**

**УЖГОРОДСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**



**V ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА
ІНТЕРНЕТ-КОНФЕРЕНЦІЯ
«НОВІТНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ МІСЬКОГО
БУДІВНИЦТВА ТА ГОСПОДАРСТВА»**

23–25 квітня 2025 року

УДК 711.4
Т30

*Рекомендовано до друку Науково-технічною радою Національного
університету водного господарства та природокористування, м. Рівне.*

Протокол № 2 від 19 березня 2025 р.

**Т30 Тези доповідей V ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВО-ТЕХНІЧНОЇ
ІНТЕРНЕТ-КОНФЕРЕНЦІЇ «НОВІТНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ МІСЬКОГО
БУДІВНИЦТВА ТА ГОСПОДАРСТВА», м. Рівне, 23–25 квітня 2025 р. у 2-х
томах. ТОМ 2. Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва. [Електронне
видання]. – Рівне : НУВГП, 2025. – 64 с.**

ISBN 978-966-327-627-4

Представлено доповіді учасників V Всеукраїнської науково-технічної інтернет-конференції «НОВІТНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА ТА ГОСПОДАРСТВА» по секції 2 «Реконструкція об'єктів будівництва». Використання сучасних програмних комплексів до розрахунку об'єктів будівництва. Ефективні конструкції відновлення будівель та споруд. Динамічні розрахунки складних конструктивних систем. Розрахунки на дію ударної повітряної хвилі, проектування захисних споруд цивільного захисту.

УДК 711.4

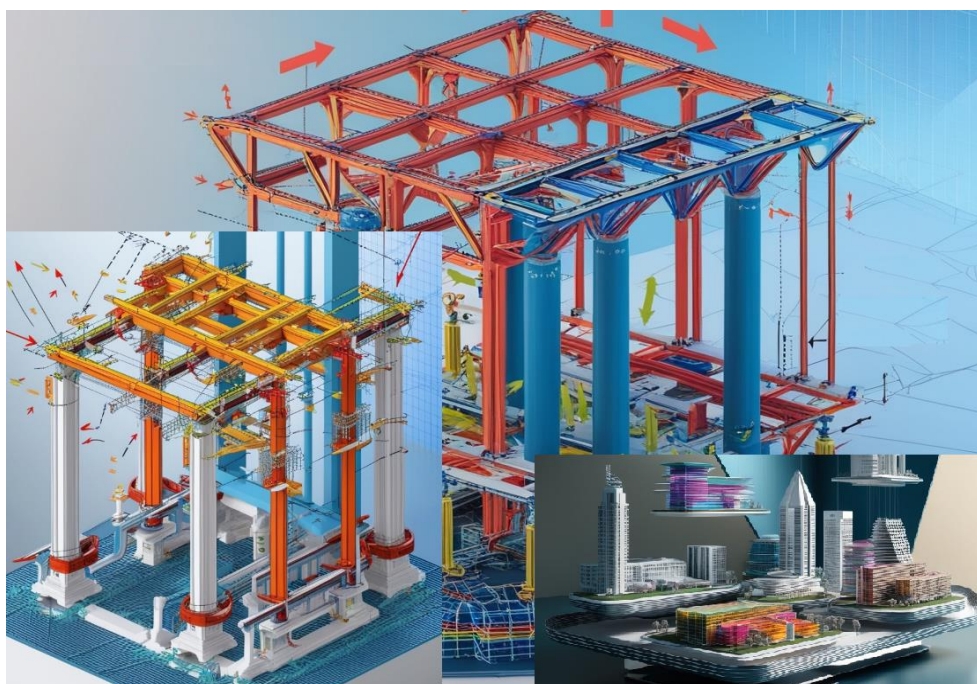
ISBN 978-966-327-627-4

© НУВГП, 2025

ТОМ 2



Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва



НЕЛІНІЙНИЙ АНАЛІЗ У РЕЖИМІ «ПРЯМЕ ІНТЕГРУВАННЯ РІВНЯНЬ РУХУ»

Перельмутер А. В., д.т.н., проф.
SCAD Soft, Ltd, м. Київ, Україна

Нелінійний аналіз будівельних конструкцій використовується під час проектування відповідальних споруд, коли звичайні лінійні методи, що передбачені нормами проектування потребують більш ретельної уваги. Особливо це трапляється у випадках, коли відповідна розрахункова ситуація нормами не передбачена, чи для неї не надані детальні методики вирішення.

Мова йде про розв'язок системи рівнянь динамічної рівноваги

$$\mathbf{Mu}'' + \mathbf{Cu}' + \mathbf{N}(\mathbf{u}) = \mathbf{p}_{stat} + \mathbf{p}_d(t)$$

з початковими умовами

$$\mathbf{u}(0) = \mathbf{u}_0, \quad \mathbf{u}'(0) = 0.$$

Тут $\mathbf{u}=\mathbf{u}(t)$ – повний вектор переміщень, обумовлений дією як статичного $\mathbf{p}_{stat}$, так і динамічного $\mathbf{p}_d(t)$ навантажень; $\mathbf{u}_0$ – переміщення, одержані при розв'язанні статичної задачі $\mathbf{N}(\mathbf{u}_0) = \mathbf{p}_{stat}$; $\mathbf{N}(\mathbf{u})$ – нелінійний оператор, що повертає вектор внутрішніх зусиль які відповідають переміщенням $\mathbf{u}$. Для фізично нелінійних задач тип оператора $\mathbf{N}(\mathbf{u})$ може визначатися деформаційною теорією пластичності, або теорією пластичної течії.

Нелінійні розрахунки у програмі СКАД виконуються з застосуванням крокової процедури в простим кроковим методом, кроковим методом з уточненнями чи кроково-ітераційним методом. Але найбільш привабливим варіантом є використання динамічного вирішувача – пряме інтегрування рівнянь руху, в тому числі при відмові від урахування інерційних та дисипативних сил.

$$\mathbf{N}(\mathbf{u}) = \mathbf{p}_{stat} + \mathbf{p}_d(t).$$

Окрім звичайних результатів розрахунку (переміщень, епюр зусиль, ізополів напружень) для заданих моментів часу фіксуються пошкодження та руйнування.

Різні випадки використання режиму «Пряме інтегрування рівнянь руху» ілюструються прикладом розрахунку простої рамної споруди.

У прикладі 1 розглядається робота конструкції при сейсмічному впливі наданому трикомпонентною акселерограмою. Зіставлення результатів показує, що врахування нелінійної роботи конструкції мало впливає на переміщення вузлів системи, але помітно змінює значення внутрішніх зусиль в елементах (згадайте коефіцієнт K_1 у нормах).

У прикладі 2 розглядається нелінійний статичний розрахунок який може застосовуватися для перевірки характеристик конструктивних систем у таких цілях: для перевірки резервів міцності; для виявлення очікуваних механізмів пластичного деформування; як альтернатива розрахунку, що ґрунтується на лінійному пружному спектральному аналізі; для перевірки відповідності механізмів пластичного деформування механізмам, на яких ґрунтується редукування.

Наприкінці обчислювального процесу спостерігається бурхливе зростання переміщень і хоча відзначаються численні ушкодження, формально система продовжує сприймати навантаження. Розрахунок припиняється, подібно тому як припиняється зростання навантажень під час фізичного випробування.

Прикладі 3 присвячений динамічному аналізу прогресуючого обвалення. Аналіз виконується у процесі прямого інтегрування рівнянь руху, первинна розрахункова схема є фізично нелінійною. Передбачається, що вибуття заданої групи елементів відбувається в заданий момент часу від початку процесу. У процесі інтегрування рівнянь руху можуть виникати ушкодження або повні руйнування елементів системи. Процес аналізується до кінця заданого інтервалу часу, але може зупинитися, якщо система стала геометрично змінюваною.

Особливий розділ доповіді присвячений опису деяких ефектів нелінійного деформування конструкції, що є незвичними з точки зору звичного лінійного аналізу.

Список використаних джерел

1. Fialko S., Kabantsev O., Perelmuter A. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. *Magazine of Civil Engineering*. 2021. No 2.
2. Перельмутер А. В. Деякі особливості нелінійних розрахунків у системі проектування споруд. *Onip матеріалів і теорія споруд* : наук.-техн. зб. Київ : КНУБА, 2024. Вип. 113. С. 183–194.

ЕТАПИ РОЗВИТКУ СТАТИСТИЧНОГО ПІДХОДУ ДО РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ

Пічугін С. Ф., д.т.н., проф.

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

Діючий метод розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами (раніше за допустимими напруженнями) є по суті напівймовірнісним (за кордоном названим «напівпробабілістичним»). Основні параметри методу – величини навантажень, міцнісні характеристики матеріалів, розміри елементів тощо – мають змінний статистичний характер. Їх досліджують і описують ймовірнісними методами, на основі яких обґрунтовують детерміністичні значення розрахункових параметрів. Між тим паралельно з цією двоїстою методикою на протязі багатьох років розробляють повністю ймовірнісні (статистичні) підходи до розрахунків будівельних конструкцій. Так склалося, що довгий час їх не вдавалося впровадити у методику будівельного проєктування, незважаючи на перспективність результатів цього наукового напрямку.

Початком розроблення ймовірнісного (статистичного) розрахунку будівельних конструкцій можна вважати кінець 1930-х років, коли відбувся справжній науковий наступ на коефіцієнт запасу, основу методу допустимих напружень, який здійснили вітчизняні і закордонні дослідники [1]. Вперше було представлено структуру коефіцієнта запасу у вигляді добутку співмножників, яку було названо канонічною структурою коефіцієнта запасу. Кожний з коефіцієнтів, який характеризує яку-небудь особливість роботи споруди, залежить від великого числа причин і обставин, що можуть мати місце під час служби споруди, і тому найкраще він може бути описаний за допомогою статистичного методу, який дозволив вперше одержати чисельні значення гарантії неруйнівності конструкцій.

У 40-і роки XX століття з'явилися пропозиції впровадження повністю статистичних методів проєктування. Його прибічники нагадували, що неточність нормативного розрахунку за допустимими напруженнями пов'язана з наступними факторами:

- розкидом значень характеристик будівельних матеріалів, зумовлених існуючою технологією їх виготовлення;
- відхиленнями від розрахункових значень діючих навантажень, що визначаються природними впливами, які не залежать від волі людини (наприклад, вітрове навантаження);
- неточностями геометричних розмірів конструкцій, обумовлених застосовуваними методами виготовлення та збирання конструкцій.

Для отримання даних про ці статистичні неточності потрібен масовий експеримент з побудовою дослідних кривих розподілу. Характер цих кривих можна визначити також теоретичним шляхом. Допускаючи наближеність розрахунку, можна також використовувати статистичні характеристики: середню величину, стандарт, іноді коефіцієнт асиметрії. Корисним наробком у цьому плані авторів статистичного методу було розроблення і успішне впровадження концепції «резерву міцності» і «характеристики безпеки», яка дозволила побудувати логічну аналітичну методику і одержати корисні числові результати і рекомендації.

Автори статистичного методу так формулювали його основну сутність: отримавши з тим чи іншим ступенем точності шукану статистичну сукупність, наприклад, розподіл несучої здатності споруди, можна зупинитися на такому мінімальному значенні цієї несучої здатності, яка має певну розумну, дуже малу ймовірність її появи; це значення і може бути прийнято за допустиму несучу здатність, за якою має призначатися навантаження на дану споруду [2]. Для того часу (1940–1950 рр.) цей підхід сприймався як сміливий і справжній революційний.

Підготовка і початок використання розрахунків за граничними станами активізували прибічників статистичних методів проєктування. Вони справедливо відмічали певні недоліки нового методу розрахунку конструкцій і в якості альтернативи пропонували статистичний метод з такими основними положеннями:

- нормується умовна ймовірність переходу через граничний стан, в якості параметру якої використовується характеристика безпеки β ;
- запропоновано орієнтовні диференційовані значення $\beta = 2 - 4,5$ для будівель та споруд різної капітальності та відповідальності (мабуть, вперше);
- прийнявши відповідну β , визначаються коефіцієнти навантаження k_n , однорідності k_0 та результуючий коефіцієнт запасу k .

Відмітимо, що пропозиції про побудову системи факторів запасу повністю на основі статистичного методу не одержали підтримки ні у 1950-ті роки, ні пізніше, хоча й було визнано

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

доцільним використання математичної статистики як важливого допоміжного засобу.

У 1960-ті роки у науково-технічних публікаціях зазначалося, що у чинних нормах розрахунку споруд випадковий характер навантажень був відображений недостатньо повно, і перекидався місток до теорії надійності будівельних об'єктів: усю сукупність ймовірнісних розрахунків споруд на міцність іноді називають теорією надійності будівель та споруд, приєднуючи сюди питання зміни придатності в часі внаслідок корозії, старіння матеріалу тощо; теорія надійності в будівельній справі на той час ще не набула великого розвитку, але застосовується з успіхом для вирішення завдань машинобудування та роботи різних апаратів.

Переходячи до 90-х років ХХ-го сторіччя, підкреслимо, що українські фахівці підготували основоположні Державні будівельні норми ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд», які врахували набутий міжнародний досвід та суттєво розвинули основні засади ймовірнісного методу розрахунку конструкцій. Було вперше допущено можливість застосування ймовірнісних методів для оцінювання рівня безвідмовності конструкцій за наявності достатньої статистичної інформації для унікальних та особливо відповідальних конструкцій. В якості основних показників надійності використовуються ймовірність відмови $P_f(T_{ef})$ або дальність відмови β . Для конструкцій, відмова яких призводить лише до економічних збитків, рекомендовано призначати доцільні значення P_f^{ex} і β_i^{ex} виходячи із умов мінімізації витрат на їх виготовлення, монтаж, експлуатацію і ліквідацію збитків від відмови.

У ДБН В.1.2-14-2009 також наведено варіант ймовірнісного розрахунку з урахуванням фактору часу. Цей сучасний підхід було сформовано за результатами досліджень, проведених у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» [2]. Було зібрано представницький масив статистичних даних щодо кліматичних (снігових і вітрових) та технологічних (кранових) навантажень, на основі яких було обґрунтовано рекомендації до відповідних розділів національних норм навантажень і впливів. Із залученням сучасної ймовірнісної моделі випадкових процесів було сформовано загальну методика статистичного розрахунку будівельних конструкцій. Ця методика дозволила одержати ймовірнісну оцінку широкому колу будівельних конструкцій.

Зважений погляд на перспективи переходу до нового покоління норм проєктування, побудованих на ймовірнісній основі, викладено у монографії, опублікованій А.В. Перельмутером разом з автором тез [3]. У ній підкреслено, що загальноприйнято вважати, що запаси міцності призначені для компенсування п'яти основних типів причин відмови:

- 1) навантаження мають вищі значення, ніж передбачалося;
- 2) матеріал має гірші властивості, ніж передбачалося;
- 3) теорія аналізованого механізму відмови недосконала;
- 4) можливий прояв невідомих і тому неврахованих причин відмови;
- 5) можливі людські помилки (наприклад, у проєкті).

Перші два варіанти можуть бути загалом класифіковані як мінливості розрахункових параметрів, тому вони доступні для ймовірнісного оцінювання. Останні три типи причин відмови оперують не ймовірностями, а можливостями, їх важко або навіть неможливо подати в ймовірнісних термінах, і тому вони належать до розряду нестатистичної невизначеності.

З сучасних позицій важливим аргументом на користь ймовірнісних методів є те, що вони можуть бути основою для оптимізації співвідношення між ризиками втрат і доходів. Це міркування вперше враховано у ДБН В.1.2-14-2018 [4] у процедурі прогнозування можливих аварійних ситуацій та оцінці ризику P виникнення збитків у наступному розгорнутому форматі:

$$P = P(H) \times P(A/H) \times P(T/H) \times P(D/H) \times C,$$

де $P(H)$ – ймовірність виникнення небезпечної події чи явища; $P(A/H)$ та $P(T/H)$ – ймовірності зустрічі небезпеки з об'єктом у просторі та у часі відповідно; $P(D/H)$ – ймовірність, що загроза H створить збитки D ; C – відносні збитки.

Список використаних джерел

1. Пічугін С. Ф. Етапи розвитку загальної методики розрахунку будівельних конструкцій. Полтава : «АСМІ», 2024. 400 с.
2. Пічугін С. Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій. Полтава : «АСМІ». 2016. 520 с.
3. Перельмутер А. В., Пічугін С. Ф. Метод граничних станів. Загальні положення та застосування в нормах проєктування. Київ : Видавництво «Софія-А», 2024. 253 с.
4. ДБН В.1.2-14-2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Київ : Мінрегіон України, 2018. 31 с.

ЕФЕКТ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ ПІД ЧАС НАВАНТАЖЕННЯ РІДИНОЮ

В. М. Гордєєв¹, д.т.н., проф., О. І. Кордун¹, аспірант, Я. В. Лимар¹, А. В. Перельмутер², д.т.н., проф.

¹Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, м. Київ, Україна

²Науково-виробнича фірма «СКАД-СОФТ», м. Київ, Україна

Існує декілька класів реальних конструкцій, навантажених рідиною, для яких слід враховувати деформовану схему. Це, в першу чергу, великопрогонові плоскі покрівлі з внутрішнім водовідведенням, де отвори для витoku води можуть замерзати або забиватися брудом. небезпечними є тентові покриття, на яких можуть утворюватися водяні мішки. Особливим класом є опалубкові конструкції, де навантаженням є рідкий бетон. Недостатня жорсткість конструкції опалубки може призвести до прогинів, і накопичення у них рідкого бетону. Відомі випадки, коли не вдається досягти потрібного рівня наливного бетону, оскільки нові порції бетону поглинаються прогинами опалубки. Останнім часом модними є плавальні басейни на дахах висотних будівель, а також басейни, розміщені одразу на кількох будівлях. Найвідомішим прикладом можна назвати готель MarinaBaySands, Сінгапур, де басейн розміщено на верхівці одразу трьох будівель. У житловому комплексі SkyHabitat, Сінгапур, між дахами 38 поверхових башт розміщено басейн довжиною 50 м, який підтримується масивною фермою. Для реалізації схожого басейну в м. Київ архітекторами запропоновано використати несучі конструкції у вигляді арки. Саме такий проєкт послугував приводом для цього дослідження.

Для прикладу розглянуто аркову прогонову будову, до якої підвішений басейн з водою (рис. 1). Ця задача має ту особливість, що аркова конструкція схильна до S-подібного згину, який підсилює ефект втрати стійкості прогонової системи навантаженої рівномірним шаром рідини. Аркові і висячі системи, які допускають S-подібний прогин є обманливими для інтуїції інженера. Навантаження від рідини на перший погляд видається рівномірно розподіленим, яке легко сприймається арковою або висячою конструкцією. Насправді ж навіть незначне навантаження такої конструкції на половині прогону викликає S-подібний прогин, куди прямує рідина і створює непередбачуваний ефект аж до втрати стійкості.

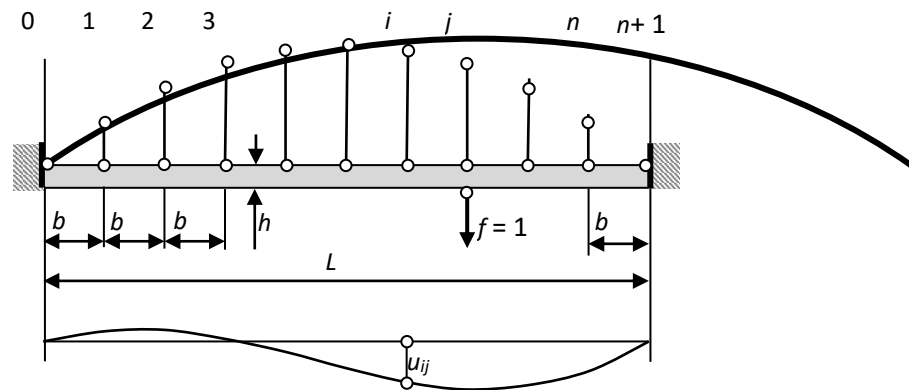


Рисунок. Розрахункова схема арки з підвішеним басейном

У розглядуваному випадку ми стикаємося з новою задачею втрати стійкості, яка відбувається не за рахунок зростання стискальної сили, а за рахунок переміщення навантаження в просторі (в горизонтальному напрямі).

В реальних умовах дійсна втрата стійкості конструкції малоімовірна, але схильність до неї впливає на коефіцієнти стійкості для звичайних стрижнів і повинна враховуватись. Так для підбору перерізу і подальшої його перевірки на відповідність вимогам будівельних норм потрібно детально дослідити стійкість елементів арки.

Навантаження, величини або напрямки дії яких залежать від переміщень системи, призводять до незвичних ефектів, наприклад, до появи пружної основи яка не протидіє прогинам, а навпаки сприяє їх зростанню, чи до втрати стійкості, коли, на відміну від класичного випадку повздовжнього згину, немає зусилля стиску [1; 2].

У підручнику С.П. Тимошенка та Дж. Гере [3] розглянута так звана задача про ємність, що наповнюється, і наведено її аналітичний розв'язок. Там поведінку балки, навантаженої вагою рідини,

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

описано диференціальним рівнянням, що збігається з відомим рівнянням для балки на пружній основі, але коефіцієнт пружної основи у цьому випадку виявився від'ємним. У роботі [4] подібна задача розглянута як проблема розрахунку системи з в'язями, що мають від'ємну жорсткість. Якщо такі в'язі вважати однобічними (неутримуючими), тоді можна розглядати задачі з обмеженим об'ємом рідини, яка стікаючись до центру площі, що затоплюється, оголює її периферійну частину.

Доцільно зауважити, що у розрахунковому комплексі СКАД [5] є можливість надавати від'ємну жорсткість пружній основі скінчених елементів, тобто існує реальний інструмент для аналізу роботи широкого класу конструкцій, що завантажені вагою рідини.

Авторами доповіді запропоновано ітераційний та прямий методи розрахунку розглядуваних систем за деформованою схемою, показано їхній зв'язок з розрахунком систем на пружній основі з від'ємною жорсткістю як розвиток методу скінчених елементів. Для прикладу, побудовано прямокутний скінченний елемент з від'ємною жорсткістю і показано використання подібних елементів для розв'язання задач "стійкої міцності" і задач біфуркаційної стійкості. Надані формули для побудови розрахункової матриці і зведення задачі стійкості системи до розв'язку часткової проблеми власних чисел і власних векторів для цієї матриці.

Список використаних джерел

1. PanovkoYa. G., Gubanova I. I. Stability And Oscillation Of Elastic Systems: Modern Concepts, Paradoxes And Errors. NASA Technical Translations, 1972.
2. Пановко Я. Г. Механика деформируемого твердого тела. Современные концепции, ошибки и парадоксы. М. : Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1985. 288 с.
3. Gere J., Timoshenko S. Mechanics of Materials. 4th Edition – Stanley Thornes. 1999. 913 p.
4. Варро Э. Г., Гордеев В. Н., Перельмутер А. В. О неустойчивости упругих систем, нагруженных весом жидкости. *V Всесоюзная конференция по проблемам устойчивости в строительной механике*. Ленинград. 3–5 февраля 1977.
5. Карпиловский В. С., Криксунов Э. З., Маляренко А. А., Фиалко С. Ю., Перельмутер А. В., Перельмутер М. А. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. М. : Изд-во СКАД СОФТ, Издательский дом АСВ, 2015. 848 с.



ПЛАНУВАННЯ МОДЕЛЮВАННЯ РОЗПОВСЮДЖЕННЯ ВИБУХОВОЇ ХВИЛІ ПО ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЯХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Махінько А. В., проф., д.т.н., Скляренко С. О., доцент, к.т.н.
Державний Університет «Київський авіаційний інститут», м. Київ, Україна

Розкрита програма запланованого чисельного моделювання впливів на огороджуючі конструкції будівель та споруд від надмірного тиску вибухової хвилі. Виділені основні моделі будівлі, типи прикладання навантаження, контрольні точки замірів параметрів вибухової хвилі. Заплановані дослідження заходів зменшення впливу у процесі реконструкції існуючих будівель.

Планування чисельного моделювання

Проектування будівель та споруд в умовах військової загрози потребує всебічної оцінки широкого ряду додаткових параметрів. За всі роки незалежності в нашій країні дані питання здебільшого взагалі не досліджувались, навіть після початку війни у 2014 році.

Заплановані дослідження покликані для перевірки застосовності методики чисельного моделювання у програмному комплексі Autodyn Ansys розтікання вибухової хвилі по поверхні огороджуючих конструкцій (стін та покрівлі) будівель та споруд незалежно від їх призначення. Запланована початкова верифікація отриманих результатів шляхом співставлення із значеннями отриманими по методикам UFC 3-340-02 STRUCTURES TO RESIST THE EFFECTS OF ACCIDENTAL EXPLOSIONS та IATG-01.80- Formulae-for-Ammunition-Management реалізованих в сервісі UN SaferGuard The Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator.

В ході планування чисельного експерименту закладені наступні вихідні дані (передумови). Передусім для розгляду обрані об'єкти, що не потрапляють в зону активних бойових дій. Це дозволяє виконати звуження рівня загроз до впливів від вибуху ракети або ударного дрону. Проведений аналіз тротилового еквіваленту від зарядів вибухової речовини ракет максимально (станом на 2025 р.) можна оцінити до точкового рівня заряду на рівні 800 кг тротилового еквіваленту (TNT). Розрахунки надмірного тиску вибухової хвилі для даних передумов призводять до виникнення навантажень на фронтальному фасаді будівлі на рівнях 280–500 кПа із токовим піком на рівні до 2000 кПа. Очевидно, що проектування заходів із захисту існуючих будівель або забезпечення живучості об'єктів проектування при заданих рівнях для переважної більшості будівель – не доцільно.

Таким чином першою передумовою прийнято моделювання від вибухів ударного дрону. На основі показників БпЛА Shahed-131 та -136 їх бойову частину можна оцінити у 50–90 кг TNT. Точка прикладання (ініціації) вибуху прийнята на відстані 5 м із міркувань статистичної оцінки прильотів - близько 70% атак призводять до вибуху на віддалі через активну протидію ППО, електронного подавлення або підміни GNSS координат району атаки, відносно не дорогі системи пасивного захисту (протидронові екрани, щити, загородження). Переважна більшість моделювання виконується для умов наземного напівсферичного вибуху. Через абсолютно невизначені умови кута падіння БпЛА під дією перешкод або закладеного кута атаки в ході проведеного дослідження не передбачається формування направлених вибухів.

Базова модель будівлі, що буде закладена в основу моделювання прийнята прямокутною у плані, із габаритними розмірами 24х12м, висотою 3-6м. Відповідно до обраних передумов це моделює переважну більшість незначних промислових та громадських будівель та споруд. На основі результатів попередніх постановочних задач точки фіксації результатів встановлені із кроком 3х3м, що дозволить вловити крайові ефекти та зусилля в середині кроків (прольотів) для найбільш поширеного модулю 6м.

Задачею перших експериментів є визначення (перевірка) достовірності відображення результатів зміни ваги вибухової речовини для задач – 50, 100 та 200 кг TNT. Точка вибуху встановлена наземно, по середині торцевого фасаду на віддалі 5 м. Мета другого експерименту (рис. 1) є перевірка на 3 задачах достовірності числової моделі при різних видах вибуху 50 кг TNT із токами розміщення на рівні карнизу будівлі (висота точки вибуху та карнизу – 6 м), над будівлею (висота 12 м) із віддаленням 5м від торцевої стіни та безпосередньо над серединою покрівлі (висота 12 м). У третій частині експерименту заплановано збільшити розміри будівлі до 120х24 м (висота 6 м) з метою перевірки інтенсивності розтікання хвиль на більших будівлях, їх теоретичне взаємне погашення відбитими частинами хвилі, межі значного впливу надмірного тиску та лінійність його розповсюдження.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

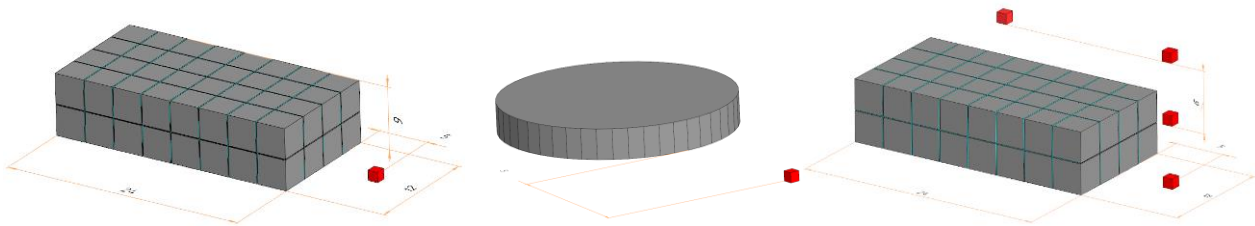


Рис. 1. Модель прикладання навантаження експериментів № 1 та 2

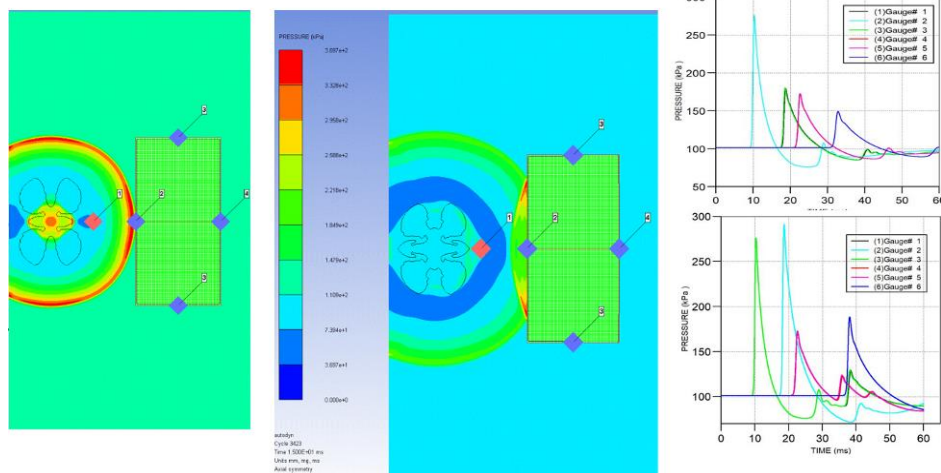


Рис. 2. Приклад представлення отриманих результатів моделювання

Решта частин експерименту заплановано присвятити найбільш апробованим заходам по зменшенню впливу інтенсивності вибухової хвилі: встановлення різного роду екранів та обвалуванню. У 4-й частині експерименту заплановано вирішення задач розміщення між точкою вибуху (50 кг TNT, 15 м від торця будівлі висотою 3 м) різного типу екранів: на відстані 5 та 10 м від стін будівлі; суцільних висотою 1, 2, 3 м; із прорізами шириною 0.3, 0.6, 1.2, 2.4 м. Задачі по обвалуванню запропоновано вирішити для будівлі висотою 3м із кутом відвалу 30°, 45° та 60°. Остання частина експерименту присвячена розв'язанню задач врахування ефектів повторного прикладання навантажень за рахунок відбиття вибухової хвилі від навколишньої забудови.

Отримані результати попередніх досліджень (рис. 2) та запланованого чисельного моделювання можуть бути представлені та впроваджені у наступних видах розрахунків.

1. Спрощена інженерна методика збору навантажень на захисні споруди цивільного захисту у вигляді розрахункових комбінацій навантажень із прикладанням квазістатичного рівномірно розподіленого навантаження від надмірного тиску вибухової хвилі із різною інтенсивністю на фасади і покрівлю будівлі.

2. Уточнена інженерна методика – представлення навантажень перемінних у часі для фрагментів стін із здвигом по часу прикладання. Дана методика може бути без додаткових вкладень імплементована у вітчизняні розрахункові комплекси.

3. Апробована методика моделювання будівель довільної складності для збору навантажень на унікальні будівлі, в проектах повторного використання, для розрахунків із моделюванням квартальної забудови, а також для напрацювання параметрів розподілу хвилі для інших теоретичних досліджень.

Список використаних джерел

1. Коваль М. В., Коваль В. В., Білик А. С., Коцюруба В. І., Кубраков О. М. Основи інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури енергетичної галузі України від засобів повітряного нападу противника : монографія / за ред. А. С. Білика. Київ : Генеральний штаб Збройних Сил України, 2023. 185 с.
2. UFC 4-023-07 Design to resist direct fire weapons effects. U.S. Army Corps Of Engineers, 2007. 74 p.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

ПЕРЕДУМОВИ НОРМУВАННЯ ВИБУХОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ ТА СТВОРЕННЯ ІНЖЕНЕРНИХ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА ДІЮ УДАРНОЇ ПОВІТРЯНОЇ ХВИЛІ

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

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

²Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини, м. Умань, Україна

Розрахунок захисних споруд цивільного захисту передбачає їх розрахунок на дію ударної повітряної хвилі. Таки розрахунки необхідно виконувати при проектуванні споруд цивільного захисту. Чинні нормативні документи встановлюють класифікацію споруд цивільного захисту та передбачають надмірний повітряний тиск повітряної ударної хвилі. В основу методики чинних норм проектування покладено квазістатичний метод розрахунку з одним коефіцієнтом динамічності. При цьому чинні норми проектування допускають використання прямого динамічного аналізу конструктивних систем на динамічні дії [1, п. 14.1.1.4]. Використання прямого динамічного аналізу передбачає значення тривалості дії динамічного навантаження та відстань від епіцентру вибуху. Дана інформація відсутня у чинних нормативних документах. Таким чином алгоритм розрахунку захисних споруд на дію ударної повітряної хвилі методами динамічного аналізу повинен передбачати класифікацію та нормування параметрів повітряних ударних хвиль, без такого нормування проектувальники будуть отримувати практично завжди суперечливі параметри.

Для цього пропонується встановити бальність повітряних ударних хвиль. Бальність повітряної ударної хвилі встановимо залежно від відносної приведенної відстані. Найбільше значення приймемо рівною 10 та встановимо її по найбільшому тротиловому еквіваленту звичайних засобів ураження, $W_{\max}=863$ кг. Тоді бальність повітряної ударної хвилі буде визначатися за виразом

$$B = 10 \frac{Z_{\max}}{Z}, \quad (1)$$

де $Z_{\max}=1,575 \text{ м/кг}^{1/3}=3,97 \text{ ft/lbs}^{1/3}$.

Вираз для визначення бальності окремого виду боєприпасу:

$$\text{ - для } [Z]=[\text{м/кг}^{1/3}] \text{ } B = 15,75 / Z, \text{ - для } [Z]=[\text{ft/lbs}^{1/3}] \text{ } B = 39,7 / Z. \quad (2)$$

Встановлена бальність ударної повітряної хвилі дозволила виконати нормування параметрів динамічних навантажень (табл.1).

Таблиця

Основні параметри динамічних навантажень (у формі трикутника) залежно від бальності для вибуху на поверхні (SurfaceBurstBlast [2])

Бальність	Клас сховищ	Z м/кг ^{1/3}	W, кг	P _r кПа	P кПа	i _r кПа*с	i кПа*с	t _{rf0} с	t _{rf1} с
1	-	15.75	0.86	17	9	0.034	0.019	0.003975	0.004533
2	-	7.88	6.9	47	21	0.147	0.075	0.00632	0.007055
3	-	5.25	23.3	128	51	0.393	0.175	0.006144	0.00685
4	-	3.94	55.2	171	67	0.640	0.276	0.007504	0.008227
5	A-IV (100 кПа)	3.15	107.9	288	109	1.018	0.424	0.007065	0.007784
6	-	2.63	186.4	496	160	1.528	0.630	0.006157	0.007888
7	A-III (200 кПа)	2.25	296.0	797	227	2.147	0.858	0.005391	0.007547
8	A-II (300 кПа)	1.97	441.9	1156	298	2.844	1.099	0.004921	0.007387
9	-	1.75	629.2	1678	399	3.775	1.358	0.0045	0.006808
10	A-I (500 кПа)	1.58	863.1	2151	489	4.735	1.623	0.004403	0.006633

Сформулюємо основні гіпотези та передумови:

1. Розрахунок на дію ударної повітряної хвилі передбачає рівномірний розподіл тиску на стіни та покрівлю в межах висоти потрійної точки (поверхні Маха). Розглядаються будівлі прямокутної форми, висотою в межах висоти потрійної точки.
2. Діаграми тиску визначаються залежно від еквіваленту тротилу W та відстані до епіцентру вибуху R. Розглядається вільний вибух та вибух на поверхні із прямим P_s та відбитим тиском P_r.
3. Діаграми тиску приймаються у нелінійному вигляді за виразом Фрідлендера або у вигляді трикутника (див. рисунок).
4. Тривалість дії вибухового навантаження для трикутної епюри t_{of} визначається із умови рівності імпульсів:
- для покрівлі $t_{of} = 2i_s / P_s$, - для стін $t_{of} = 2i_r / P_r$.

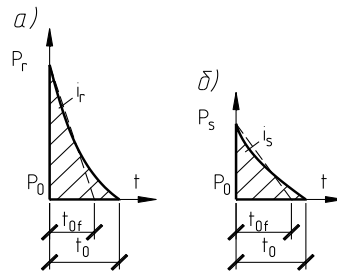


Рисунок. Функції тиску ударної повітряної хвилі

Варто зазначити, що якщо користуватися методикою чинних норм [1], то значення відбитого тиску необхідно визначати за відповідними схемами показаними на рис. 14.1 [1].

Сформульовані гіпотези та передумови дозволяють виконувати динамічний аналіз поведінки захисних споруд, зокрема виконувати розрахунок споруд цивільного захисту методом прямого інтегрування рівнянь руху, який реалізовано у багатьох розрахункових програмних комплексах.

Для інженерного розрахунку споруд цивільного захисту пропонується розглянути спектральний метод розрахунку, в основу якого покладена формула визначення інерційних сил у вигляді:

$$S = k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{F_{\max}}{m} \cdot \beta_i \cdot k_\psi \cdot \Gamma_i, \quad (3)$$

де m – повна маса споруди; k_1 – коефіцієнт, що враховує можливе пошкодження будівель та споруд, k_2 – коефіцієнт, що враховує конструктивні особливості будівель та споруд, $\beta_i = f(T)$ – коефіцієнт динамічності, який відповідає i -му тону власних коливань, k_ψ – коефіцієнт, що залежить від дисипативних властивостей конструкцій та основ; Γ_i – коефіцієнт участі моди (власної форми коливань), що враховує вплив конкретної моди у загальній реакції конструкції; $F_{\max}$ – максимальне значення динамічного навантаження.

Коефіцієнт участі моди Γ_i у загальному матричному вигляді визначається за виразом

$$\Gamma_i = \frac{\phi_r^T \cdot M \cdot 1}{\phi_r^T \cdot M \cdot \phi_r}, \quad (4)$$

де ϕ_r , ϕ_r^T – вектор та транспонований вектор форми коливань для i -ї моди, M – матриця мас, 1 – одиничний вектор впливу вибухового навантаження, складається з одиниць у випадку рівномірного прикладення навантаження в кожному вузлі. Він має розмірність $n \times 1$, а його довжина дорівнює кількості ступенів свободи, масових точок у системі.

Цей коефіцієнт у випадку діагональної матриці мас можна визначати за формулою

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{ir}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{ir}^2}, \quad (5)$$

де m_i – маса в i -му вузлі (або поверсі, або масовій точці моделі), ϕ_{ir} – значення форми коливань для i -ї моди в i -му вузлі, n – кількість вузлів або рівнів.

При використанні даного коефіцієнта лише для першої моди пропонується наступний наближений вираз

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{m_1} \cdot \left(\frac{L_i}{L} \right)^2. \quad (6)$$

Даний метод також передбачає використання комбінації модальних відгуків. Як основний метод пропонується використовувати метод квадратичного сумування (SRSS), який використовується коли модальні частоти значно відрізняються між собою, що найбільш характерно для вибухових навантажень. Перевірочні розрахунки каркасів будівель та споруд, а також їх елементів запропонованими спрощеними методиками показують задовільну збіжність із методом прямого інтегрування рівнянь руху, що вказує на прийнятність запропонованих підходів.

Запропоновано нормування вибухових навантажень та інженерна методика розрахунку будівель цивільного захисту необхідна для можливості проектування таких споруд.

Список використаних джерел

- ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. Київ : Мінрегіонбуд України, 2023. 112 с.
- 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.

ТЕХНОЛОГІЯ РОЗРАХУНКУ НА ДІЮ УДАРНОЇ ВИБУХОВОЇ ХВИЛІ

Черних О. А., к.т.н., доц., Садковський М. В., аспірант, Мірошніченко І. О., магістр
Східноукраїнський національний університет ім. В. Даля, м. Київ, Україна

Актуальність розрахунків будівель на дію ударної вибухової хвилі для України підтверджується кожного дня. Для належного обґрунтування проведення адекватних розрахунків міцності та деформативності будівельних конструкцій захисних споруд існують як зарубіжні [1] так вітчизняні нормативні документи [2]. Відповідно до ДБН В.2.2-5:2023 навантаження від дії вибухової ударної хвилі рекомендується, як правило, призначати у інтегральній формі в залежності від класу захисної споруди (рис. 1, а), у UFC 3-340-02-у дискретній формі: пропонується враховувати місце розташування вибуху, силу заряду (рис. 1, б) та геометрію об'єкта.

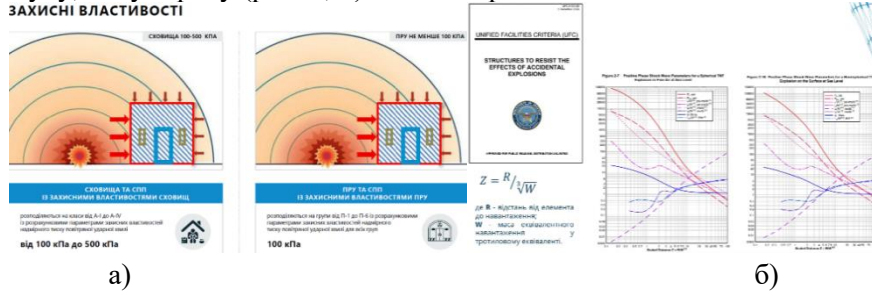


Рис. 1. Базові підходи до методу розрахунку навантаження від дії вибухової ударної хвилі відповідно: а) ДБН В.2.2-5:2023, б) UFC 3-340-02

Очевидно, що проведення розрахунків відповідно до UFC 3-340-02 потребують більше затрат на підготовку вихідних даних. Тому виглядає логічним, що за останній час на вітчизняному ринку програмних комплексів з'явилися продукти з модулями для автоматизованого розрахунку навантаження від дії вибухової ударної хвилі, наприклад, модуль «ВИБУХ» (рис. 2, а) у «ГЕНЕРАТОРІ» LIRA-CAD 2025 у складі LIRA-FEM 2025 компанії LIRALAND Group [3]. Але вирішення питання по автоматизованій підготовці вихідних даних не знімає проблеми випадкового характеру місця розташування вибуху та сили заряду, що потребує проведення значної кількості розрахунків із різними варіантами місця розташування вибуху та сили заряду. Тому вбачається за доцільне наступна технологія проведення розрахунків захисних споруд на дію ударної вибухової хвилі: 1) при проєктуванні нової споруди: на першому етапі виконується розрахунок по ДБН В.2.2-5:2023 з урахуванням необхідного класу захисту (рис. 2, б); на другому етапі виконуються розрахунки з урахуванням найбільш вірогідних параметрів місця розташування вибуху та сили заряду згідно UFC 3-340-02; 2) при аналізі пошкоджених споруд виконуються розрахунки згідно UFC 3-340-02 з урахуванням фактичних даних обстеження, місця розташування вибуху та сили заряду.

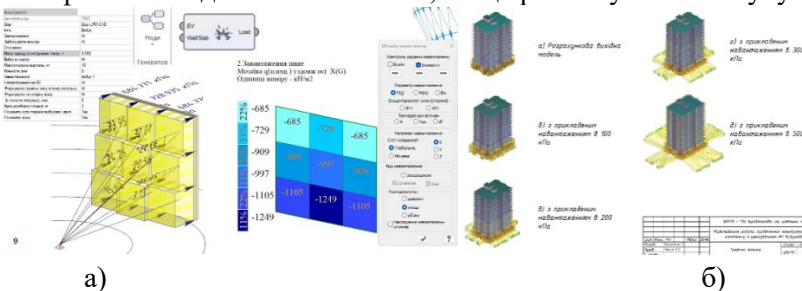


Рис. 2. Створення навантаження у FEM-CAD 2025: а) у модулі «ВИБУХ» ГЕНЕРАТОРА, б) у модулі НАВАНТАЖЕННЯ

Список використаних джерел

1. Unified facilities criteria: Structures to resist the effects of accidental explosions: UFC 3-340-02,5 December 2008. 1943 p.
2. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. Київ : Мінрегіонбуд України, 2023. 112 с.
3. Розрахунок будівлі на вплив дії повітряної ударної хвилі з використанням LIRA-FEM: LIRALAND Українською: URL: <https://www.youtube.com/watch?v=9dIB0RYuSmY>. (дата звернення: 19.04.2025).

РЕЗУЛЬТАТИ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗАГЛИБЛЕНОГО СХОВИЩА У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ RFEM6

Гарькава О. В., к.т.н., доц., Ніколаєнко Д. М., студ.

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

За час довготривалої війни в Україні виявлено низку гострих питань щодо зведення захисних споруд цивільного захисту, починаючи від реконструкції укриттів у існуючих будівлях, закінчуючи проектуванням нових сховищ, які мають відповідати сучасним вимогам до захисту населення. Це питання на даний момент набуло особливої актуальності у зв'язку з постійною загрозою цивільному населенню.

На сьогодні в Україні розроблений новий нормативний документ з проектування захисних споруд цивільного захисту [1], де зазначені вимоги до визначення розрахункових значень навантажень від дії вибухової повітряної хвилі, а також вимоги щодо товщин огорожувальних і несучих конструкцій та схем їх армування. Це суттєво спрощує роботу проектувальника. При цьому для проектування конструкцій сховищ доцільним є застосування програмних комплексів, що працюють на основі методу скінченних елементів. Програмний комплекс RFEM6 розроблений для проектування всіх видів будівельних конструкцій. Розрахунок в ньому проводиться на основі європейських норм – Єврокодів, які є чинними в Україні та оформлені у вигляді Державних стандартів, наприклад [2]. Однією з основних задач при моделюванні будівель і споруд даному комплексу, є створення розрахункової моделі, що найбільш точно відповідає дійсній роботі конструкцій запроєктованої будівлі. RFEM 6 підтримує різні типи аналізу (лінійний, нелінійний, динамічний та ін.). Цей комплекс був застосований при проектуванні заглибленого сховища.

Сховищем є заглиблена захисна споруда, призначення якої полягає в забезпеченні освітнього процесу під час повітряних тривог. Споруда має розміри в осях $44,9 \times 42,0$ м та висоту приміщень 3,0 м. Вона являє собою неповний каркас, колони якого розташовані по сітці $6,0 \times 4,2$ м. Переріз колон прийнятий 500×500 мм, а товщина зовнішніх несучих стін – 500 мм. Перекрыття сховища запроєктовано безкапітельно-безбалковим товщиною 600 мм.

Розрахункове значення змінного навантаження від дії вибухової хвилі на перекрыття, яке розраховано згідно з [1, п. 14.1.1.2], складає 120 кН/м^2 , на стіни – 60 кН/м^2 . Розрахункове значення постійного навантаження від активного бічного тиску ґрунту визначено з урахування змінного навантаження на поверхню ґрунту 10 кН/м^2 . Для верхньої відмітки стіни сховища розрахункове значення постійного горизонтального навантаження складає $p_t = 9 \text{ кН/м}^2$, для нижньої відмітки – $p_b = 32 \text{ кН/м}^2$. За допомогою нелінійного розрахунку за методом Ньютона-Рафсона в RFEM6 визначенні значення внутрішніх зусиль: згинальних моментів (рис. 1–2) та поперечних сил (рис. 3) у конструкціях сховища.

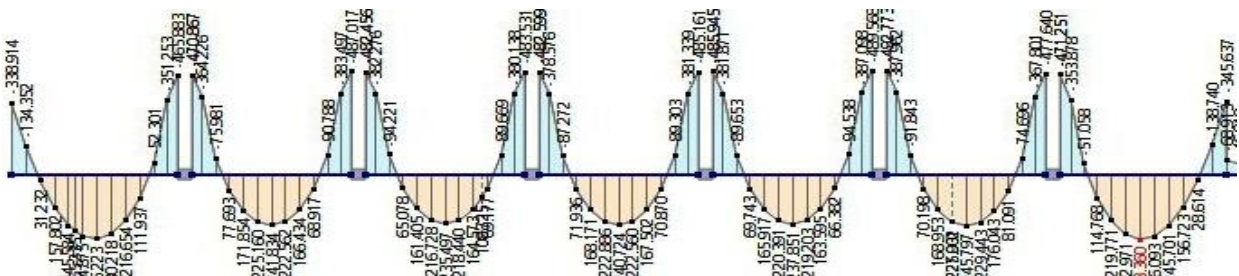


Рис. 1. Розподіл згинальних моментів у надколонній полосі вздовж кроку колон 6 м

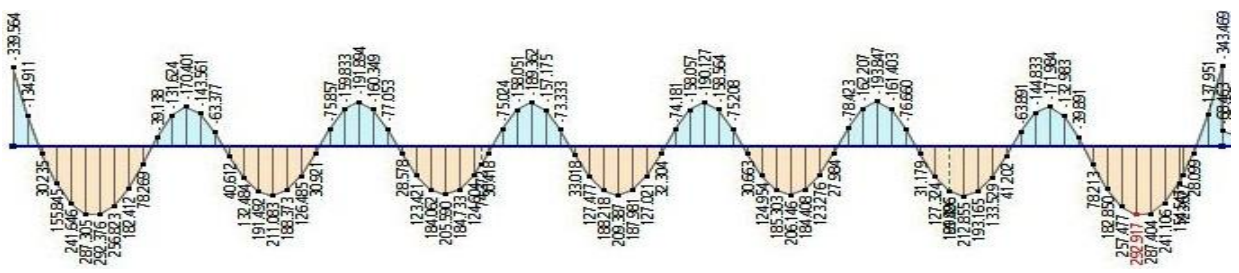


Рис. 2. Розподіл згинальних моментів у прольотній полосі вздовж кроку колон 6 м

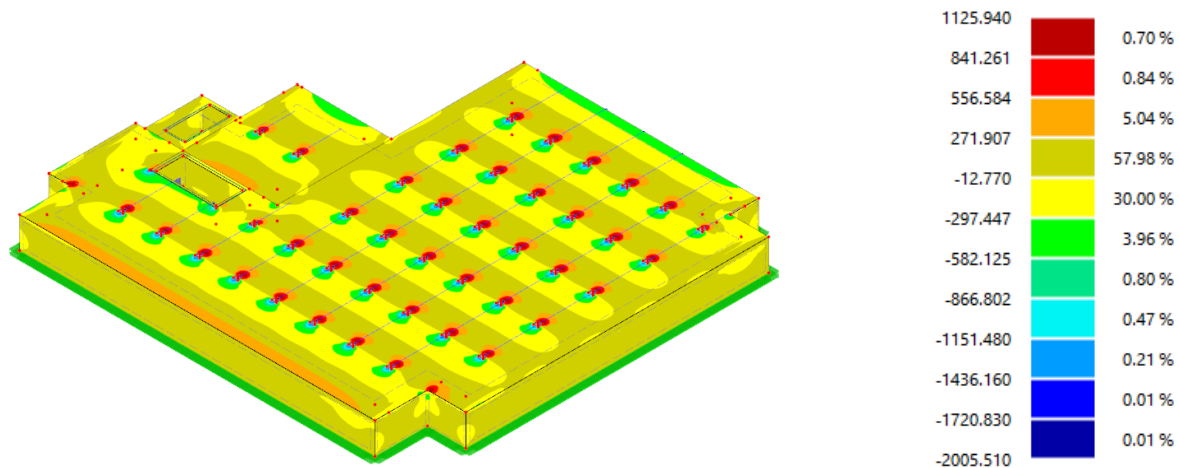


Рис. 3. Розподіл поперечних сил вздовж кроку колон 6 м

Згідно з вимогами норм [1] армування перекриття виконано трьома сітками, дві з яких розташовані із захисним шаром 40 мм від поверхонь перекриття, а третя сітка зміщена на 50 мм вниз від верхньої сітки. На основі розрахунку несучої здатності визначений діаметр робочої арматури сіток при використанні бетону класу С40/50. Застосовані стержні $\varnothing 16A500C$ з кроком 150 мм у всіх сітках перекриття. Згідно з розрахунком несучої здатності перекриття на продавлювання прийняті хомути – $\varnothing 12A500C$ з кроком 150 мм, розташовані над колонами на ділянці розміром $2,5 \times 3,0$ м, а також з кроком 300 мм по всьому периметру перекриття.

Армування стін здійснено трьома сітками, що розташовувались із захисним шаром 40 мм біля поверхонь стін, при цьому третя сітка зміщувалась на 50 мм вглибину стіни від сітки, розташованої біля зовнішньої поверхні стіни. Для армування стін прийняті стержні $\varnothing 12A500C$ з кроком 150 мм у всіх сітках, а також хомути $\varnothing 12A500C$ з кроком 300 мм.

Для армування колон застосовані поздовжні стержні $8\varnothing 16A500C$ та поперечні – $\varnothing 8A500C$ з кроком 300 мм. Результати оцінки несучої здатності запроєктованих конструкцій сховища наведені на рисунку 4.

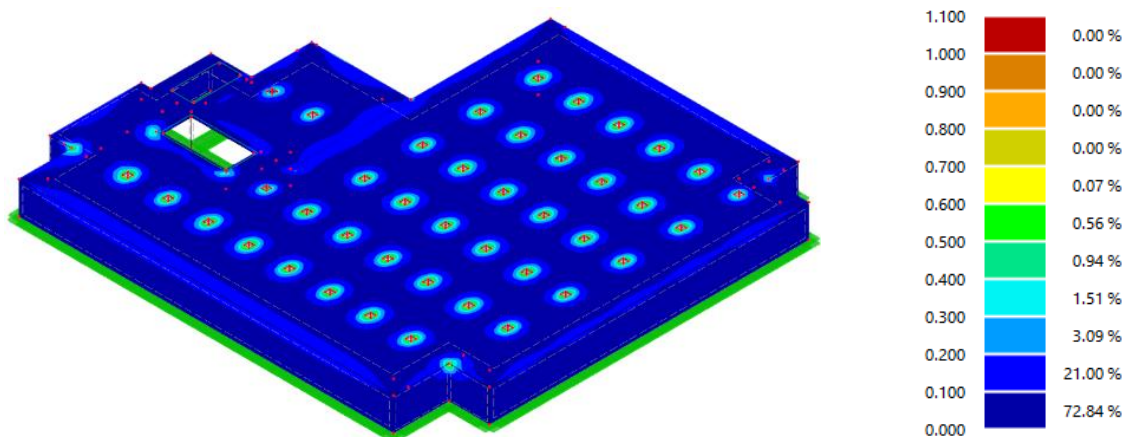


Рис. 4. Результати перевірки несучої здатності запроєктованих залізобетонних конструкцій сховища

Таким чином, використання програмного комплексу RFEM6 дало можливість запроєктувати несучі конструкції заглибленого сховища з урахуванням вимог чинних нормативних документів [1; 2].

Список використаних джерел

- ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. Київ : Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 123 с.
- ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 312 с.

ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ДИСКРЕТНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДО 2D МОДЕЛЮВАННЯ ІМПУЛЬСІВ ВИБУХОВИХ ХВИЛЬ НА СПОРУДИ

Мартинюк П. М., д.т.н., проф., Кочкар'єв В. Д., аспірант

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

Моделювання вибухових навантажень є критичним завданням для проектування стійких до вибуху споруд. Існуючі методи, такі як обчислювальна газодинаміка (CFD), забезпечують детальний опис поведінки ударної хвилі, але вимагають значних обчислювальних ресурсів і ретельного налаштування [1]. Метод скінченних елементів (FEM), хоча й ефективний для оцінки деформацій та руйнувань конструкцій, часто потребує інтеграції з розрахунками газодинаміки [1]. Метод згладжених частинок (SPH) пропонує підхід який підходить для сценаріїв із надвеликими деформаціями [2]. Наше дослідження пропонує альтернативний підхід у вигляді методу дискретних елементів (DEM), реалізованого у фізичному русії Rymunk.

В основі розробленої двовимірної (2D) моделі лежить представлення вибуху як системи частинок, що радіально розлітаються з центру детонації з початковим імпульсом. Структурні елементи споруд представлені як модульні компоненти, що дозволяє детально аналізувати просторовий розподіл імпульсного навантаження. Основний акцент зроблено на безпосередній передачі імпульсу між частинками вибуху та елементами конструкції. Моделюючи вибух у вигляді набору частинок із радіальними початковими швидкостями, ми можемо відтворювати поширення ударної хвилі та її взаємодію з будівлями при мінімальних обчислювальних витратах.

Для валідації моделі було проведено порівняння з даними стандарту UFC 3-340-02 (Unified Facilities Criteria) [3], що підтвердило точність відтворення очікуваних імпульсно-дистанційних залежностей. Встановлено, що модель демонструє поступове зниження імпульсу з відстанню, з хорошим узгодженням значень у діапазоні 15–120 метрів при відносних похибках до 22.3%.

Запропонований підхід DEM має низку переваг порівняно з традиційними методами: обчислювальну ефективність, що дозволяє проводити швидкі оцінки на комп'ютерах середньої потужності; адаптивність для параметричних досліджень; можливість детального аналізу розподілу навантаження по різних частинах споруди. Модель також дозволяє моделювати локальні навантаження на окремі елементи конструкції, що важливо для оцінки стійкості критичних компонентів.

Дослідження показало, що методика симуляції вибухових хвиль на основі частинок, реалізована у Rymunk, є ефективним способом прогнозування імпульсного навантаження на конструкції. Отримані результати підтверджують, що частково-дискретний підхід коректно відтворює процеси передачі імпульсу. Результати узгоджуються зі стандартами UFC [3], що підтверджує її надійність. У перспективі ми плануємо обраховувати величину пікового тиску позитивної фази, використовуючи розрахункові імпульси, зібрані на кожному модулі конструкції.

Список використаних джерел

1. Chester A., Critchley R., & Hazael R. A comparison of far-field explosive loads by a selection of current and emerging blast software. *International Journal of Protective Structures*. 2024. P. 1–32. URL: <https://doi.org/10.1177/20414196241248192>. (дата звернення: 12.04.2025).
2. Liu M., Liu G., Zong Z., & Lam K. Computer simulation of high explosive explosion using smoothed particle hydrodynamics methodology. *Computers & Fluids*. 2003. Vol. 32. P. 305–322. URL: [https://doi.org/10.1016/S0045-7930\(01\)00105-0](https://doi.org/10.1016/S0045-7930(01)00105-0). (дата звернення: 12.04.2025).
3. UFC 3-340-02 Engineers. Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. Department of Defense, Washington, DC. 2005.

ВПЛИВ ОСОБЛИВОСТЕЙ АРМУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ХАРАКТЕР ЇХ РУЙНУВАННЯ ПРИ ДІЇ АВАРІЙНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Кархут І. І., к.т.н., доц.,
Гавришків Р. В., аспірант,
Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна

Протягом трьох років повномасштабної Російсько-Української війни по цивільних та промислових об'єктах, в тому числі критичної інфраструктури державою-агресором було завдано тисячі ударів з допомогою повітряних літальних апаратів (дронів, ракет типу повітря-земля, балістичних ракет). Зокрема у Львівській області було 78 вибухів, які завдали значних руйнувань промисловим та цивільним будівлям. Більшість пошкоджених будівель були зведені з мурованих чи залізобетонних несучих конструкцій. Обстеження технічного стану цих об'єктів після терористичних атак та аналіз наслідків дозволив одержати низку результатів, які можуть бути корисними при подальшому проектуванні з врахуванням імовірності впливу аварійних навантажень у вигляді ударної повітряної хвилі, запобігти небажаному крихкому руйнуванню залізобетонних конструктивних елементів.

Зокрема, характер руйнування двогілкової колони збірного залізобетонного каркасу складської будівлі по вул. Городецькій від дії повітряної ударної хвилі показано на рис. 1.



a)



b)

Рис. 1. Руйнування підкранової гілки: а) надкранової частини; б) двогілкової колони горизонтальною повітряною ударною хвилею

Руйнування відбулось від роздроблення бетону підкранової гілки колони в нижній частині від дії стискаючого зусилля та бетону опорного перерізу надкранової частини колони від дії згинаючого моменту.

Житловий будинок на вул. Міхновських, 18 у м. Львові зазнав прямого попадання ракети, вибух якої зруйнував два верхні поверхи. Ударною повітряною хвилею пілон четвертого поверху по крайній осі було зрізано та відкинуто на сусідню ділянку. І тільки за щасливим збігом обставин від падіння не постраждав автомобіль, у якому була сім'я з трьох осіб. Будинок запроектовано з дотриманням вимог чинних норм [2; 3]. Особливостями армування пілонів монолітного каркасного будинку було з'єднання поздовжньої робочої арматури каркасів внапуск без зварювання та

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

застосування по периметру поперечного перерізу зварних хомутів з окремих стержнів, відсутність проміжних з'єднувальних стержнів за висотою перерізу пілону. Дія ударної повітряної хвилі призвела до висмикування стержнів робочої арматури каркасу пілону по крайній осі та їх відриву від хомутів пілону нижнього поверху. Характер руйнування монолітного каркасу наведено на рис. 2, а.



а)



б)

Рис. 2. Руйнування пілону каркасу: а) та плити перекриття; б) житлового будинку

Ракетним ударом по житловому будинку на вул. Залізнична, 6 було пробито плиту покриття та ударною повітряною хвилею зруйноване міжповерхове перекриття зусиллям зрізу по грані колони (рис. 2, б). В цьому випадку над опорна сітка в нерозрізній монолітній гладкій плиті перекриття товщиною 200 мм була запроектована в'язаною з відповідною довжиною анкерування стержнів без додаткових конструктивних елементів на кінцях, зокрема «лапок».

Аналіз характеру руйнувань конструкцій при дії таких аварійних динамічних навантажень показав, що при зменшенні кроку і застосуванні замкнених в'язаних хомутів на приопорних ділянках елементи гілок колони відповідно до [1] такого виду крихкого руйнування можна було б запобігти.

При застосуванні заварювання робочої арматури пілонів та в'язаних хомутів, а також додаткових хомутів для фіксації проектного положення робочих стержнів поздовжньої арматури посередині висоти перерізу пілона згідно вимог [1] характер руйнування був би іншим – від зрізу по поперечній силі. Цей вид руйнування не призвів би до розриву пілону на дві частини та його обрушення. При влаштуванні на кінцях робочих стержнів арматури надопорної зварної сітки додаткових елементів анкерування у вигляді «лапок» або відгинів з їх приварюванням до стержнів арматури сітки по нижній грані плити перекриття, влаштування додаткової зварної арматурної сітки на продавлювання замість неефективних вертикальних хомутів (третього ряду арматури згідно вимог [4]) імовірність обрушення перекриття від зрізу по грані колони була б значно знижена. Застосування вказаних конструктивних заходів, всіх заходів забезпечення живучості та експлуатаційної придатності будівлі згідно [5], що є компетенцією проектувальника, не призводять до значного збільшення вартості будівництва, але значно підвищують несучу здатність залізобетонних конструкцій на зріз та зменшують ризик їх крихкого руйнування і обрушення при дії ударної повітряної хвилі.

Список використаних джерел

1. ДБН В.1.1-13:2014. Будівництво в районах підвищеної сейсмічної активності. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с.
2. ДБН В.2.6-98-2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі зміною № 1. Київ : Мінрегіонбуд України, 2020. 68 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-156-2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.
4. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. Зі змінами № 1 та № 2. Київ : Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 123 с.
5. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Зі зміною № 1. Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. 34 с.

СУЧАСНИЙ ДОСВІД УЛАШТУВАННЯ УКРИТТІВ У БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДИНКАХ

Мозговий А. О., д.т.н., доц., Бондар О. П., Самородов О. В., д.т.н., проф.,
Ватуля Г. Л., д.т.н., проф.

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

З початку збройної агресії зросла потреба у спорудах цивільного захисту. Пропонуються рішення улаштування сховищ цивільного захисту у громадських будівлях, як у надземній частині будівлі так і у підземних приміщеннях [1]. У висотних житлових будинках доцільним є улаштування безпечних приміщень на поверхах, безпечних кімнат у квартирах або на кожному поверсі [2]. Захисні властивості приміщень безкаркасних будівель досягаються підсиленням стін, перекриттів, дверних полотен і коробів. В каркасних будівлях улаштовуються залізобетонні стіни, підсилюються колони та перекриття, улаштовують ядра жорсткості на окремому фундаменті. Такі захисні приміщення стають у нагоді для маломобільних груп населення. Важливими питаннями є улаштування інженерних мереж, розрахованих на тривале перебування людей під час терористичних атак. Це потребує улаштування психологічно сприятливих внутрішніх інтер'єрів із дотриманням вимог інклюзивності [3]. Статистичні дані [4] свідчать про наявність 35% захисних споруд на території України від потреби, але придатні до експлуатації лише 11%. Середні показники типів пошкоджень будівель свідчать, що прямі влучання становлять 17%, суттєві пошкодження – 22,6%, несуттєві – 45,8%. Кількість жертв у будівлях із повним обваленням становить 4,4%, із суттєвим ураженням – 9,5%, із незначним – 86,1%.

Упродовж 2022–2024 років авторами проведено обстеження безкаркасних панельних житлових будинків та будинків зі стінами із цегляного мурування у містах Харків, Ізюм, Балаклія. Пошкодження відбувались унаслідок прямого влучання засобів ураження або вибухів біля будівель. Це спричиняло дію повітряної ударної хвилі, пробивання уламками засобів ураження, дію на конструкції високих температур та продуктів горіння унаслідок пожеж, прогресуюче руйнування через пошкодження конструкцій засобами ураження. В багатьох випадках спостерігалась неушкодженість підвальних та цокольних приміщень, навіть при обрушенні конструкцій надземних поверхів. Отже під час улаштування захисних приміщень в багатоповерхових житлових будинках можливо розглядати проєктні рішення укриттів, що розташовуються саме у квартирах, на поверхах або у підземних приміщеннях будинків – підвалах, паркінгах, підземних переходах тощо.

У даному дослідженні презентовано концепцію використання елементів огороження котловану у якості несучих конструкцій підземної частини будинку, яку в свою чергу використовують у якості споруди подвійного призначення (СПП). В сучасній будівельній практиці для улаштування огороження котловану часто використовують підпірні стіни. Це дозволяє знизити матеріалоемність та раціонально використовувати конструкції в стиснених умовах будівництва. В сучасних дослідженнях розглянуто вплив просторової жорсткості підпірної стіни на напружено-деформований стан елементів системи «грунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель» [5]. Часто підпірні стіни огороження котлованів влаштовують із буронабивних паль [6] або з комбінованого огороження стін котловану в складних геотехнічних умовах [7] із подальшим оцінюванням впливу улаштування котловану на поряд розташовані будівлі.

Запропоноване авторами проєктне рішення втілено в ході будівництва житлового комплексу по вул. Антоновича, 136–138 у м. Київ. У якості СПП використано підземні поверхи із паркінгами. По периметру котловану системою буронабивних паль $\varnothing 1020$ мм, довжиною 20 м розташованих з кроком 1,5 м утворена підпірна стіна. Між вказаними палями улаштовано палі за технологією Jet Grouting. В процесі улаштування котловану навантаження від бічного тиску ґрунту сприймають буронабивні палі. Водонепроникність огороження забезпечують палі за технологією Jet Grouting $\varnothing 800$ мм глибиною від 12 м до 14 м. Горизонтальні навантаження від підпірної стіни передаються на несучі конструкції підземної частини будівлі. Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва характеризуються наявністю водоносного горизонту у дрібних пісках, текуче-пластичних суглинках, супісках. Нижні шари, починаючи з глибини 10 м–12 м, представлено мергельними глинами. Наявність водоносного горизонту створює небезпеку виносу ґрунту в свердловини, призначені для буронабивних паль, що може спричинити додаткові осідання поруч розташованих будівель в умовах щільної міської забудови. Для запобігання цьому спочатку улаштовано захисний екран, виконаний із ґрунтоцементних елементів за технологією Jet Grouting.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

Укриття в підвальному поверсі на відм. – 4,000 м передбачено у двох житлових будинках по вул. Артема, 52 а, 52 д у м. Київ. До конструктивної схеми СПП інтегровано підпірну стіну огороження котловану. У якості розрахункової схеми згідно ДБН В.2.2–5:2023 прийнято варіант «к». Враховуючи, що палі заглиблено понад 5 м від рівня підлоги підвального поверху тиск P_6 не ураховувався. Необхідну несучу здатність підпірної стіни котловану від дії бічного тиску ґрунту та вибухової хвилі забезпечено улаштуванням армованої забірки та дворядним розташуванням паль. Конструкція підпірної стіни жорстко поєднана із плитою перекриття підземного поверху. Фундаментна плита паркінгу примикає до стіни шарнірно. Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 визначено снігове навантаження, вітровий тиск, тимчасові навантаження на перекриття, навантаження від технічних і транспортних засобів, транспортно-рятувальних та пожежних машин. Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n , для будівлі класу СС3 категорії відповідальності конструкцій А, Б прийнято згідно ДБН В.1.2-14:2018. Згідно ДБН В.1.1-12:2014 м. Київ розташоване у районі із сейсмічною активністю 5 балів. Згідно додатку А ДБН В.2.2.5-2023 СПП із захисними властивостями протирадіаційного укриття (ПРУ) групи П-1 коефіцієнт захисту $K_3 = 1000$, надмірний тиск повітряної ударної хвилі $\Delta P_{ex} = 100$ кПа. Визначено навантаження на конструкції СПП із захисними властивостями ПРУ: вертикальне приведені навантаження на плити перекриття над СПП $P_1 = 100$ кПа; горизонтальне приведені навантаження на зовнішні з/б стіни СПП $P_2 = 50$ кПа, на внутрішні з/б стіни СПП $P_4 = 80$ кПа; на ділянки зовнішніх з/б стін в місцях виходів та входів $P_3 = 80$ кПа. Граничне розрахункове квазістатичне навантаження на перекриття СПП $q_{ex,d} = 110$ кПа, на зовнішні з/б стіни СПП $q_{ex,d} = 60$ кПа, на внутрішні з/б стіни СПП $q_{ex,d} = 112$ кПа, на зовнішні з/б стіни в місцях виходів та входів $q_{ex,d} = 96$ кПа. Для проведення статичних розрахунків використано програмні комплекси Мономах – САПР 2016, Ліра – САПР 2021 на комбінації від звичайних навантажень, на особливі комбінації. Результати розрахунків свідчать про достатню несучу здатність несучих конструкцій підземних поверхів.

В практику будівельного проектування запроваджено конструктивне рішення, що дозволяє використовувати підпірні стіни огороження котлованів, інтегрованих у конструктивну схему підземної частини будівлі, із подальшою експлуатацією у якості СПП із захисними властивостями протирадіаційного укриття групи П-1, які відповідають вимогам ДБН В.2.2.5-2023.

Список використаних джерел

1. Філоненко О. І., Берун Д. А., Філіпцев М. Б. Проектування сховищ цивільного захисту в громадських будівлях. *Зб. мат. 76-ї наукової конференції ... ун-ту*, м. Полтава, 14–23 травня 2024 року. Полтава : НУ «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2024. Т. 1. С. 156–157. URL: <https://reposit.nupp.edu.ua/bitstream/PolitNTU/16209/1/1.pdf>. (дата звернення: 12.04.2025).
2. Architectural and planning solutions for multistorey residential buildings with safety capsules / M. Bordun, M. Bevez, S. Shekhorkina, H. Nevgomonnyi, Y. Krutiy. *E3S Web of Conferences*. 2024. Vol. 534. P. 01003-1–01003-9. URL: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202453401003>
3. Shyshkin E., Pankeieva A. Use of protective structures of civil protection in urban development. *Scientific Journal of Polonia University*. 2024. Vol. 64 (3). P. 226–236. URL: <https://doi.org/10.23856/6429>. (дата звернення: 12.04.2025).
4. Особливості та перспективи ефективного функціонування захисних споруд цивільного захисту в умовах бойових дій / С. В. Поздєєв, В. В. Ніжник, В. С. Некора, В. М. Михайлов, Ю. В. Лупенко. *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека*. 2023. № 1 (15). С. 149–157. URL: <https://doi.org/10.33269/nvcs.2023.1.149-157>. (дата звернення: 12.04.2025).
5. Носенко В. С., Маламан А. Р. Вибір оптимальних параметрів підпірної стіни огороження котловану в умовах щільної забудови з врахуванням її просторової жорсткості. *Основи та фундаменти*. 2023. Вип. 46. С. 141–152. URL: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.141-152>. (дата звернення: 12.04.2025).
6. Носенко В., Маламан А. Використання плоских та просторових розрахункових моделей для числового моделювання підпірних стін в умовах щільної міської забудови. *Основи та фундаменти*. 2024. № 48. С. 9–20. URL: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.48.2024.9-20>. (дата звернення: 12.04.2025).
7. Блащук Н. В., Маєвська І. В., Губашова В. Є. Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на порядок розташування будинки. *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*. 2022. Т. 33, № 2. С. 132–141. URL: <https://doi.org/10.31649/2311-1429-2022-2-132-141>. (дата звернення: 10.04.2025).

ДОСЛІДЖЕННЯ ПОШКОДЖЕНЬ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВНАСЛІДОК БОЙОВИХ ДІЙ ТА МОЖЛИВОСТЕЙ ЇХ ПОДАЛЬШОГО ВІДНОВЛЕННЯ

Білошицький М. В., к.т.н., доц., Татарченко З. С, ст. викл., Чорний Є. І., аспірант
Східноукраїнський національний університет імені Володимира Даля, м. Київ, Україна

Під час бойових дій відбуваються масштабні руйнування транспортної та інженерної інфраструктури, будівель і споруд. Проте найбільших руйнувань зазнає система житлово-комунального господарства та зокрема житлові будівлі.

На руйнування будівлі під час бойових дій впливають наступні чинники: стан будівлі безпосередньо до пошкодження; конструктивна схема та матеріали несучих та огорожувальних конструкцій будівлі; потужність руйнуючої сили та місце влучання; наявність пожежі тощо.

Параметри міцності житлового будинку за конструктивними розрахунками орієнтовані на захист від прогресуючого руйнування: руйнування на поверсі стіни або колони не повинно впливати на міцність і стійкість всіх інших поверхів. Каркасні монолітні будівлі найбільш міцні та стійкі, ніж безкаркасні. Вони мають «ядра жорсткості» з монолітного залізобетону, де розташовуються, зазвичай, ліфтові та сходові вузли і є найбільш безпечними частинами у будівлі.

У роботі були досліджені житлові будинки у м. Сєвєродонецьк. Дані щодо ступеню пошкодження житла вироблялись на основі фото, отриманих з інтернет-джерел.

Згідно [1; 2] технічний стан будівельної конструкції характеризується наступними категоріями:

1 – технічний стан конструкцій нормальний – відсутні дефекти та пошкодження, які знижують несучу здатність та довговічність або перешкоджають нормальній експлуатації;

2 – технічний стан конструкцій задовільний: за експлуатаційними якість конструкція відповідає категорії технічного стану «1», але є часткові відхилення від вимог проєкту, дефекти або пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкцій або частково порушити вимоги другої групи граничних станів, що в конкретних умовах експлуатації конструкцій не обмежує використання об'єкта за призначенням.

3 – технічний стан конструкції не придатний до нормальної експлуатації: конструкція не відповідає «1» та «2» категоріям щодо несучої здатності або захисних функцій, але аналіз дефектів і пошкоджень з перевірними розрахунками виявляє можливість забезпечення її цілісності до проведення ремонту, підсилення або заміни.

4 – технічний стан конструкцій аварійний: порушені вимоги першої групи граничних станів і аналіз дефектів та пошкоджень з перевірними розрахунками показує неможливість гарантувати цілісність конструкції до проведення її ремонту, підсилення, заміни або остаточно втрачена можливість нормальної реалізації захисних функцій конструкції.

Відповідно, технічний стан об'єкта (будівлі або споруди) в цілому оцінюють залежно від технічного стану конструкцій шляхом віднесення його до наступних категорій технічного стану [2]:

1 – технічний стан об'єкта нормальний – всі конструкції об'єкта віднесено до категорії технічного стану «1».

2 – технічний стан об'єкта задовільний – є конструкції з технічним станом категорії «2» і відсутні конструкції категорії відповідальності А1, А або Б з технічним станом категорії «3» або «4». Є незначні пошкодження несучих та огорожувальних конструкцій, але без порушення вимог щодо механічного опору та стійкості за граничним станом першої та другої групи.

3 – технічний стан об'єкта не придатний до нормальної експлуатації, якщо є конструкції категорії відповідальності А1, А або Б з технічним станом категорії «3» і відсутні – з технічним станом категорії «4». Є пошкодження несучих та огорожувальних конструкцій, ступінь та характер яких свідчить про необхідність виконання робіт щодо часткового демонтажу частин об'єкта або його окремих конструкцій, підсилення об'єкта або його окремих несучих та огорожувальних конструкцій.

4 – технічний стан об'єкта аварійний, якщо є конструкції категорії відповідальності А1, А або Б з технічним станом категорії «4». Об'єкт непридатний для використання за цільовим призначенням, є пошкодження несучих та огорожувальних конструкцій, ступінь та характер яких свідчить про небезпеку аварійного обвалення об'єкта.

Всі житлові будинки в м. Сєвєродонецьк за технічним станом можливо розділити на наступні категорії:

– І категорія: житлова забудова м. Сєвєродонецьк, технічний стан якої можливо вважати нормальним, їх у місті налічувалось всього 6%.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

– II категорія: житлова забудова з незначними пошкодженнями та їх можливо усунути поточним ремонтом: пошкоджені рами та склопакети, балконні огорожі та двері, огорожувальні конструкції даху тощо. Відповідно до нормативних документів, ступінь руйнування цих конструкцій не перевищує 20%.

– III категорія: будинки зі ступенем руйнування конструкцій до 80% (на практиці – до 40%), зможливістю подальшого відновлення посиленням шляхом капітального ремонту або реконструкцією об'єкта. При пошкодженні збірних круглопустотних плит перекриття з утворенням пробоїн, повздовжніх та поперечних тріщин через перевантаження від ударної дії, необхідна повна заміна на монолітні ділянки.

– IV категорія: ступінь руйнування конструкцій яких перевищує 80% (на практиці від 40%). Відновлення таких будинків є економічно недоцільним та необхідно демонтувати через загрозу подальшого руйнування. Їх налічується 148 штук – 18% від загальної кількості житлового фонду.

Застаріла та зношена забудова 1950–1970-х років XX століття – це переважно цегляні, крупноблочні та панельні конструкції, які не розраховані на запобігання лавиноподібному руйнуванню. У панельних житлових будинках снаряд руйнує лише один-два верхніх поверхи. Зруйновані панелі перекриття починають падати одна на одну і спричиняти руйнування всієї секції.

Відсутність однієї панелі може спричинити руйнування всієї секції будинку, перш за все через особливості конструкції. Панельні та цегляні будинки, де плити перекриття панельні (круглопустотні панелі перекриття) схожі між собою: зруйнована плита перекриття «складається» на нижчий поверх і тим самим спричиняє руйнування секції в цілому. Крім того, цегла гірше тримає навантаження від вибухової хвилі, ніж залізобетон.

Окремою групою є пошкодження та руйнування від пожежі. Наслідки пожеж для конструкцій різняться залежно від конструктивної схеми житлової будівлі, характеру, інтенсивності, масштабності та тривалості пожежі. Середня температура пожежі сягає температур 400–800° С, згідно [3]. У випадку, коли стіни будинків оштукатурені, зазвичай не зазнають сильних руйнівних впливів, лише виникають тріщини від нерівномірного лінійного розширення окремих частин будинку під час пожежі. Особливо це проявляється під час пожеж верхніх та мансардних поверхів, горищ, у цьому випадку відбувається температурне розширення диска перекриття в цілому.

Висновки: у роботі зроблено аналіз факторів, що впливають на руйнування будівель під час бойових дій у м. Сєвєродонецьк та оцінено ступінь пошкоджень житлових.

Список використаних джерел

1. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний від 2017-04-01]. Київ : ДП УкрНДНЦ, 2017. 47 с. (Національний стандарт України).
2. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1. Київ : Мінрегіон України, 2018. 36 с. (Державні будівельні норми). URL: <http://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2018/12/DBN-V1214-2018.pdf>. (дата звернення: 10.04.2025).
3. Будівельні конструкції та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій : навч. посіб. / О. В. Васильченко, Ю. В. Квітковський, О. В. Миргород, О. А. Стельмах. Харків : ХНАДУ, 2015. 488 с.

ПРОЕКТУВАННЯ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ З УРАХУВАННЯМ БЕЗПЕЧНОЇ ВИМУШЕНОЇ ЕВАКУАЦІЇ З ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Овсій О. М., Овсій Д. М., Ph.D, Галінська Т. А., к.т.н., доц.

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

На сьогодні в існуючих нормах з проектування захисних споруд цивільного захисту (ЗС) [1] та в запропонованому Міністерством розвитку громад та територій України практичному посібнику з проектування укриттів у закладах освіти [2] відсутні нормативні положення, які б враховували умови вимушеної евакуації населення з існуючих будівель і споруд, що призводить до прийняття проектувальниками планувальних і об'ємно-конструктивних рішень з улаштування ЗС, які є у більшості випадків економічно-ефективними, але не завжди є ефективними і безпечними на етапі евакуації (переміщення) людей із приміщень існуючих будівель (споруд) в приміщення ЗС. В той же час проектування планувальних і об'ємно-конструктивних рішень з улаштування ЗС поблизу чи в середині існуючих будівель (споруд), які б були ефективними і безпечними при евакуації (переміщенні) людей у випадку зовнішньої загрози (небезпеки), можуть бути більш економічно-затратними. Тому на сьогодні при відсутності в нормативних документах [1] положень, які б дозволяли при проектуванні обґрунтувати своє прийняте проектне рішення, проектувальником у більшості випадків приймаються рішення, які на сьогодні відповідають нині діючим нормам проектування без урахування вимог з евакуації. Виходячи із вище викладеного, на сьогодні виникла необхідність в розробці та удосконаленні положень існуючих норм з проектування ЗС [1] з урахуванням умов вимушеної евакуації людей з існуючих будівель (споруд) при зовнішній загрозі (небезпеці).

Основним нормативним документом з проектування будівель і споруд з урахуванням вимог евакуації з їх приміщень є норми ДБН В.1.1-7:2016 [3], в яких в розділі 7 «Забезпечення евакуації людей» викладені основні вимоги щодо їх об'ємно-планувального і конструктивного вирішення з урахуванням необхідної евакуації людей з їх приміщень при пожежі, на основі яких протягом чисельних років були запроектовані і побудовані існуючі будівлі і споруди.

Безпечна евакуація людей із приміщень існуючих будівель в приміщення ЗС у випадку зовнішньої небезпеки (загрози) повинна забезпечуватися конструктивно-планувальними й організаційними рішеннями. Ці рішення необхідно втілювати у життя в процесі проектування і будівництва ЗС залежно від об'ємно-планувального, конструктивного вирішення існуючої будівлі (споруди), кількості постійно та тимчасово присутніх в її приміщеннях. Успішною (безпечною) буде вважатися вимушена евакуація в тому випадку, якщо вона може бути завершена протягом відповідного часу до виникнення зовнішньої небезпеки (загрози), коли буде дотримуватися умова (1):

$$t_{\text{доп}} \geq t_p, \quad (1)$$

де $t_{\text{доп}}$ – допустима тривалість вимушеної евакуації, хв;

t_p – розрахункова тривалість вимушеної евакуації, хв.

Для визначення розрахункової тривалості вимушеної евакуації необхідно спочатку прийняти моделі евакуаційних шляхів для визначеної групи людей, які знаходяться в приміщеннях існуючої будівлі (споруди), залежно від типу і місця улаштування однієї чи декількох захисних споруд чи приміщень подвійного призначення по відношенню до її забудови.

Розрахункову тривалість вимушеної евакуації по кожній із прийнятих моделей евакуаційного шляху для визначеної групи людей в приміщеннях будівлі (споруди) пропонується визначати за залежністю (2), яка є функцією різних величин, які враховують особливості руху людського потоку та пропускні розміри вже існуючих проходів, виходів і входів на різних ділянках евакуаційних шляхів:

$$t_p = f(v, q, l, b), \quad (2)$$

де v – розрахункова швидкість руху людей, м/хв;

q – розрахункова пропускна здатність евакуаційних шляхів: сходів, коридорів, виходів, входів у ЗС, чол./м хв;

l – довжина евакуаційного шляху від приміщення будівлі до приміщення ЗС, м;

b – ширина коридорів, сходів, дверей, м.

Методики визначення розрахункової тривалості евакуації людей із приміщень будівель і споруд із застосуванням різних моделей руху людського потоку приведені в пп. А.4–А.6 додатка А норм ДСТУ 8828:2019 [4].

Для удосконалення існуючих нормативних положень і рекомендацій з проектування захисних

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

споруд цивільного захисту (ЗС) [1; 2] з урахуванням безпечної вимушеної евакуації людей з існуючих будівель і споруд залежно від ступеня зовнішньої загрози (небезпеки) необхідно виконати:

- розбиття території країни на небезпечні зони з визначеним значенням допустимої тривалості вимушеної евакуації ($t_{\text{доп}}$) – часу реагування на вимушену зовнішню загрозу (небезпеку), хв;
- розробку і прийняття основних базисних (типових) моделей евакуації (евакуаційних шляхів) залежно від: об'ємно-планувального, конструктивного вирішення та призначення існуючих будівель (споруд); кількості присутніх в приміщеннях будівель (споруд), чол.;
- прийняття типу захисних споруд цивільного захисту (приміщень подвійного призначення) і місця їх розташування (підземні, наземні; окремі, прибудовані, вбудовані; для постійного довготривалого чи тимчасового перебування), які б забезпечували вимоги з вимушеної евакуації (переміщення) людей із приміщень будівель (споруд) в приміщення ЗС з дотриманням умови (1).

Для запровадження в практику проектування запропонованого методичного підходу величину допустимої тривалості вимушеної евакуації ($t_{\text{доп}}$) можемо прийняти рівною величині граничної тривалості від початку евакуації ($t_{\text{пе}}$) для об'єктів громадського призначення, яка визначається згідно пп. А.2.1, А.7.1 загальних положень норм з пожежної безпеки ДСТУ 8828:2019 [4], величина якої залежить від наявності в будівлі (споруді) обладнання системи керування евакуацією, котра повинна бути оснащена системою оповіщення про пожежу і показниками напрямку руху при евакуації. Згідно даних таблиці А.3 норм [4] граничні значення тривалості від початку евакуації ($t_{\text{пе}}$) для об'єктів громадського призначення становлять:

- для будинків, споруд та приміщень дошкільних навчальних закладів, навчальних закладів, охорони здоров'я та відпочинку – від 4-х хв до 9-и хв;

- для гуртожитків, одноквартирних та багатоквартирних житлових будинків зокрема і блокового типу – від 2-х хв. до 6-и хв.;

- для будинків, споруд і приміщень фізкультурно-оздоровчих та спортивних; будинків, споруд та приміщень дозвілля, культурно-видовищних та культових закладів; будинків, споруд та приміщень підприємств торгівлі та харчування; будинків, споруд та приміщень підприємств побутового обслуговування; будинків, споруд та приміщень закладів соціального захисту населення; будинків, споруд та приміщень транспорту, які призначені для безпосереднього обслуговування населення; будинків, споруд та приміщень комунального господарства (окрім виробничих, складських та транспортних будинків і споруд) – від 1-ї хв до 6-и хв;

- для будинків, споруд та приміщень науково-дослідних установ, проектних і громадських організацій та управлінь – від 1,5-и хв до 6-и хв.

Залежно від відстані розташування будівлі (споруди) на території країни по відношенню до зовнішньої небезпеки (загрози) пропонується встановити 3 зони небезпечного впливу з різними величинами допустимої тривалості вимушеної евакуації ($t_{\text{доп}}$):

I зона небезпечного впливу – $t_{\text{доп}} \leq 5$ хв;

II зона небезпечного впливу – $5 \text{ хв} < t_{\text{доп}} \leq 10$ хв;

III зона небезпечного впливу – $10 \text{ хв} < t_{\text{доп}} \leq 15$ хв.

При проектуванні захисних споруд цивільного захисту з урахуванням вимушеної евакуації з існуючих будівель (споруд) для дотримання умови (1) необхідно приймати найменшу з вищезазначених величин ($t_{\text{доп}}$) відповідно до об'ємно-планувального, конструктивного вирішення і призначення існуючого об'єкта будівництва та місця його розташування (відстані) по відношенню до зовнішньої небезпеки (загрози).

Подальші наукові дослідження будуть присвячені розробці типових моделей евакуаційних шляхів з існуючих будівель (об'єктів) громадського призначення залежно від типу і місця розташування захисних споруд (приміщень подвійного призначення) по відношенню до їх забудови.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.2-5:2023 зі Зміною № 1. Захисні споруди цивільного захисту: Накази Міністерства розвитку громад, територій та інфраструктури України від 10.08.2023 року № 702 та 10.10.2023 року № 921. [Чинні з 2023-11-01]. К. : Мінінфраструктури України, 2023. 131 с.
2. Практичний посібник з проектування укриттів у закладах дошкільної та загальної середньої освіти / Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 24 с.
3. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні положення / Наказ Мінрегіону України від 31.10.2016 р. № 287. [Чинні з 2017-06-01]. К. : Мінрегіон України, 2017. 47 с.
4. ДСТУ 8828:2019. Пожежна безпека. Загальні положення / Наказ Державного підприємства «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості» від 27 лютого 2019 р. № 38. [Чинний з 2020-01-01]. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2020. 87 с.

УДАРНО-ВІБРОЗАХИСНІ ПАЛЬОВІ ВІДСІЧНІ ЕКРАНИ ДЛЯ ЗАХИСТУ ЗОВНІШНІХ СТІН ПІДВАЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ ПОДВІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ В ІСНУЮЧИХ БУДІВЛЯХ І СПОРУДАХ

Стрюк Р. І., Овсій О. М., Овсій Д. М., Ph.D

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

При реконструкції, ревіталізації підвальних приміщень існуючих будівель і споруд в приміщення подвійного призначення (СПП) під укріття I-IV-го класів може виникнути необхідність в підсиленні їх зовнішніх стін, яка пов'язана з недостатньою їх несучою здатністю при дії відповідного квазістатичного еквівалентного навантаження величиною $P_2 = k_6 \Delta P_{ex}$ від надмірного тиску повітряної ударної хвилі $\Delta P_{ex} = 100$ кПа; 200 кПа; 300 кПа; 500 кПа згідно вимог п. 14.1.2. ДБН В.2.2-5:2023 [1]. Недостатня несуча здатність зовнішніх стін підвальних приміщень існуючих будівель і споруд, які мають конструктивну схему безкаркасну чи з неповним несучим каркасом з зовнішніми і внутрішніми поздовжніми цегляними стінами чи стінами із збірних крупних блоків, пов'язана з їх виготовленням із збірних бетонних блоків в 4-и...5-ть рядів та окремих ділянок із цегляної кладки. При додатковому впливу горизонтальних ударно-динамічних навантажень від вибуху на зовнішні стіни підвальних приміщень із збірних бетонних блоків може відбутися їх втрата стійкості і руйнування, тому при зміні призначення підвального приміщення в СПП необхідно виконати їх підсилення і додатковий захист.

В практиці будівництва підсилення стін підвалів здійснюється найбільш поширеними способами шляхом бічного нарощування їх перерізів, а в окремих випадках – шляхом обмеження впливу на них додаткових зовнішніх навантажень за допомогою улаштування геотехнічних відсічних екранів чи роздільних (підпірних) стінок, ущільнення чи підсилення шарів ґрунтового масиву. При безпосередньому підсиленні перерізів стін підвалів розрахункова схема прикладення навантажень на конструкції заглиблених вбудованих приміщень укріплень залишається незмінною і відповідає схемі прикладення навантажень до їх підсилення (див. рисунок, а, б), тобто вплив ударно-динамічних навантажень від надлишкового тиску повітряної ударної хвилі діє безпосередньо на їх зовнішню поверхню. Улаштування геотехнічних відсічних екранів дозволяє повністю чи частково обмежити безпосередній вплив надлишкового тиску повітряної ударної хвилі на зовнішню поверхню стін підвальних приміщень будівель і споруд (див. рисунок, 1 в, г).

Підсилення несучої здатності і жорсткості стін із цегляної кладки чи крупних блоків здійснюється традиційними, які зазначені у п. 7.4.14, п. 7.4.15, п. 7.4.21 ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [2], шляхом одностороннього чи двостороннього нарощування їх перерізів на всій висоті підвального поверху з встановлення додаткових горизонтальних анкерів на всю ширину стіни з кроком до $a=0,6$ м, до яких необхідно закріплювати арматурні чи сталеві вертикальні і горизонтальні елементи армування шарів нарощування (підсилення). Крім того додаткове підсилення стін шляхом бічного нарощування збільшує величину постійного навантаження на фундаменти існуючих будівель і споруд і їх основи (грунти), що може призвести до зменшення їх загальної несучої здатності, додаткових нерівномірних їх деформувань (просідання) і необхідності їх додаткового підсилення.

При зведенні поблизу існуючих будівель і споруд нових наземних і підземних об'єктів і додатковому впливі динамічних навантажень на їх основи, фундаменти і стіни використовують геотехнічні відсічні екрани (роздільні стіни), які влаштовуються в ґрунтах з різних матеріалів та за різними технологіями у вигляді суцільної або переривчастої конструкції. Конструкція відсічного екрану дозволяє відокремити (розділити, відсікти) область ґрунтового масиву, що вміщує конструкції фундаментів і підземних ділянок зовнішніх стін існуючих будівель і споруд, та повністю чи частково обмежити зовнішній вплив на них, який може призвести до зміни і погіршення напружено-деформованого стану та руйнування їх конструктивних елементів. Геотехнічні відсічні екрани відрізняються за типом конструкційного вирішення (суцільні стінки і стінки з розривами, наприклад: як одношарова чи багатшарова «стіна в ґрунті», див. рисунок, в; залізобетонних паль чи сталевих труб із ростверком і без нього, див. рисунок, г) і способу їх влаштування (із бурових, буроін'єкційних чи буронабивних паль; шпунтованого огороження; методом «стіна в ґрунті»). На прийняття конструктивного рішення з вибору типу відсічних екранів при підсиленні зовнішніх стін підвальних приміщень існуючих будівель і споруд впливають наступні фактори: інженерно- та гідрогеологічних умови майданчика їх забудови; розміри існуючого фундаменту (ширина подошви чи ростверку) та глибина його закладення; наявність поблизу зовнішніх стін в ґрунтовому масиві підземних комунікацій; нормативна величина надмірного тиску повітряної ударної хвилі ΔP_{ex} , кПа.

Застосування конструктивного рішення з підсилення зовнішніх стін підвальних приміщень існуючих будівель і споруд, які реконструюються в приміщення подвійного призначення для

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

перебування людей, що підлягають укриттю, шляхом улаштування ударно-вібраційно захисного відсічного екрану із буроін'єкційних паль з монолітним залізобетонним ростверком в порівнянні з традиційними методами підсилення стін шляхом бічного наросування перерізів по всій висоті підвального приміщення дозволяє отримати економічний ефект, який полягає у менших грошових витратах на його улаштування за рахунок зменшення матеріальних ресурсів і терміну проведення будівельних робіт.

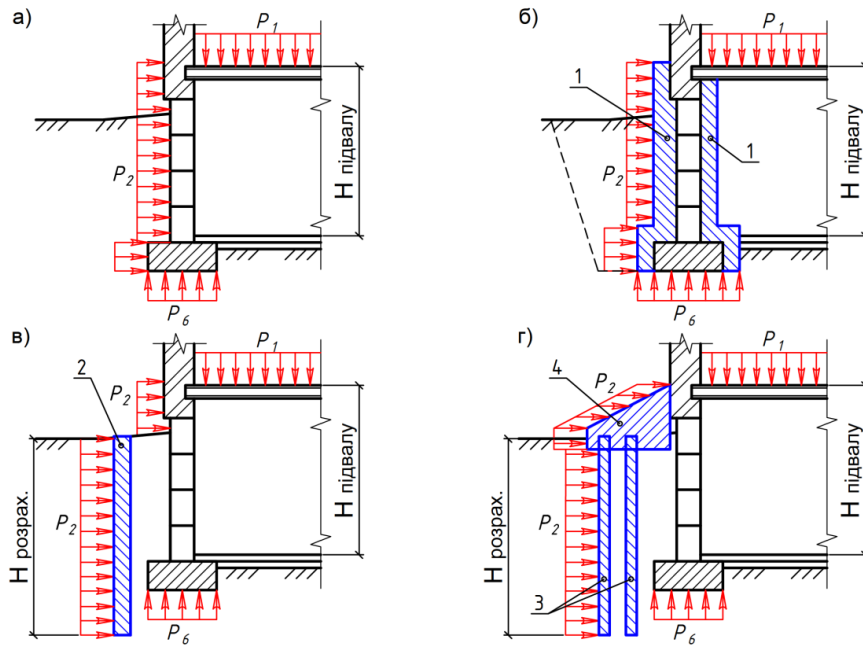


Рисунок. Схеми прикладення приведених навантажень на зовнішні конструкції підвальних приміщень СПП, що повністю заглиблені, в існуючих будівлях і спорудах залежно від способу їх підсилення чи захисту:

- а) підвальне приміщення СПП без підсилення (схема навантаження згідно вимог п. 14.1.2 норм [1]);
- б) підвальне приміщення СПП, зовнішні стіни якого підсилені шляхом наросування їх перерізу з зовнішнього і внутрішнього боків додатковими шарами (поз. 1);
- в) підвальне приміщення СПП, зовнішні стіни якого захищені шляхом улаштування геотехнічного відсічного екрану із тришарової стінки (поз. 2) з внутрішнім демпферним прошарком;
- г) підвальне приміщення СПП, зовнішні стіни якого захищені шляхом улаштування геотехнічного відсічного екрану із буронабивних паль (поз. 3) і монолітного залізобетонного ростверку (поз. 4)

Подальші наукові дослідження будуть направлені на розробку на основі норм і рекомендацій [3–5] загальної методики розрахунку і проектування типових конструктивних елементів відсічного екрану із буро ін'єкційних паль і монолітного залізобетонного ростверку для захисту зовнішніх стін підвальних приміщень існуючих будівель і споруд, що повністю чи частково заглиблені, при переоснащенні їх в приміщення подвійного призначення із захисними властивостями сховищ класів АІ-АІV.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.2-5:2023 зі Зміною № 1. Захисні споруди цивільного захисту / Накази Міністерства розвитку громад, територій та інфраструктури України від 10.08.2023 року № 702 та 10.10.2023 року № 921. [Чинні з 2023-11-01]. К. : Мінінфраструктури України, 2023. 131 с.
2. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд : наказ Мінрегіону від 24.06.2016 р. № 182. [Чинний з 2017-04-01]. К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 72 с.
3. Методичні рекомендації щодо проектування та розрахунку підпірних стін із буронабивних паль / Київський відділ ВНДІГС. К. : НДІБП Держбуду УРСР, 1984. 70 с.
4. Посібник з проектування та влаштування фундаментів з буронабивних паль та опор-колон / НДІБП Держбуду УРСР. К. : НДІСП, 1991. 90 с.
5. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін : наказ Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 31.12.2014 р. № 394. [Чинний з 2015-10-01]. К. : Мінрегіон України, 2015. 86 с.

РОЗРОБКА ВАРІАНТУ ЧАСТКОВОЇ РЕКОНСТРУКЦІЇ ПАНЕЛЬНОГО БУДИНКУ ПО ВУЛИЦІ БАЛЕНКА 7 В МІСТІ ПОЛТАВА ВНАСЛІДОК РАКЕТНОГО УДАРУ

Семко П. О., к.т.н., доц., Остапов І. С., аспірант

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

Розглядається проблема відновлення житлових панельних будинків, пошкоджених внаслідок воєнних дій в Україні. Особлива увага приділяється аналізу специфічних руйнувань, включаючи, розповсюдження вибухової хвилі, ураження первинними та вторинними уламками сусідніх будівель, на прикладі житлового будинку в Полтаві, по вулиці Баленка, 7. Розглядаються методи оцінки пошкоджень та варіанти часткової реконструкції зруйнованої частини будинку, з урахуванням безпеки та економічної ефективності. Також запропоновано варіант часткової реконструкції будинку, з урахуванням ступеню руйнування.

Масштабні руйнування житлових будівель, особливо панельних, в Україні внаслідок триваючого конфлікту ставлять перед країною надзвичайно складне завдання з відновлення. Актуальність та значущість цієї проблеми визначаються не лише фізичними руйнуваннями, але й необхідністю швидкого повернення до нормального життя мільйонів українців, які втратили свої домівки [1]. Серед різноманіття пошкоджених будівель особливе місце займають панельні будинки, які складають значну частину житлового фонду міст України [2]. Реконструкція панельних будинків, що постраждали від вибухів, включаючи ракетні удари та військові снаряди, є унікальним технічним та інженерним викликом. Вона вимагає не лише відновлення структурної цілісності, але й забезпечення безпеки, економічної ефективності та врахування соціальних наслідків для мешканців. Армія РФ [обстріляла Полтаву зранку 1 лютого](#). Ракета влучила у житловий будинок близько 07:44. Через це зруйновані усі п'ять поверхів першого (лівого) під'їзду. На місці виникла пожежа. За даними т.в.о начальника Полтавської ОВА, застосували авіаційну надзвукову ракету Х-22 [3] з орієнтовною вагою бойової частини 600–700 кг тротилового еквіваленту, ця радянська ракета розроблена для атак на авіаносці має відносно низьку точність та велику (у порівнянні з ракетами типу Калібр/Кінжал) потужність.

Після ураження ракетою мало місце прогресуюче руйнування під'їзду панельного житлового будинку. Як видно на фотографіях, половина під'їзду зруйнована до першого поверху, а інша половина каскадно до квартир наступного під'їзду (рис. 1).



Рис. 1. Уражений ракетою будинок по вул. Баленка, 7

На жаль, частину будинку, а саме перший під'їзд не вдасться реконструювати, оскільки руйнування досягли підвальних приміщень та фундаменту, який ще був додатково затопленим внаслідок пошкодження системи водозабезпечення та водовідведення, системи опалення, а також за рахунок впливу поганої погоди. Частково вцілілі панелі квартир першого та другого поверхів правого крила під'їзду доведеться теж демонтувати, оскільки, подальша експлуатація таких приміщень є небезпечною, оскільки були пошкоджені вузли з'єднання бетонних панелей, а самі панелі змінили своє розташування одна відносно одної (розкриття швів, відхилення панелі від вертикального положення, утворення тріщин).

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

Тому було запропоновано наступний варіант реконструкції вцілілої частини будинку: по-перше, демонтаж панелей квартир першого під'їзду, по-друге, це встановлення сталевих рами по монолітним залізобетонним поясам з подальшим відновленням стін із газоблоків, перекриттів трьох кімнат та покриття зруйнованої частини другого під'їзду.

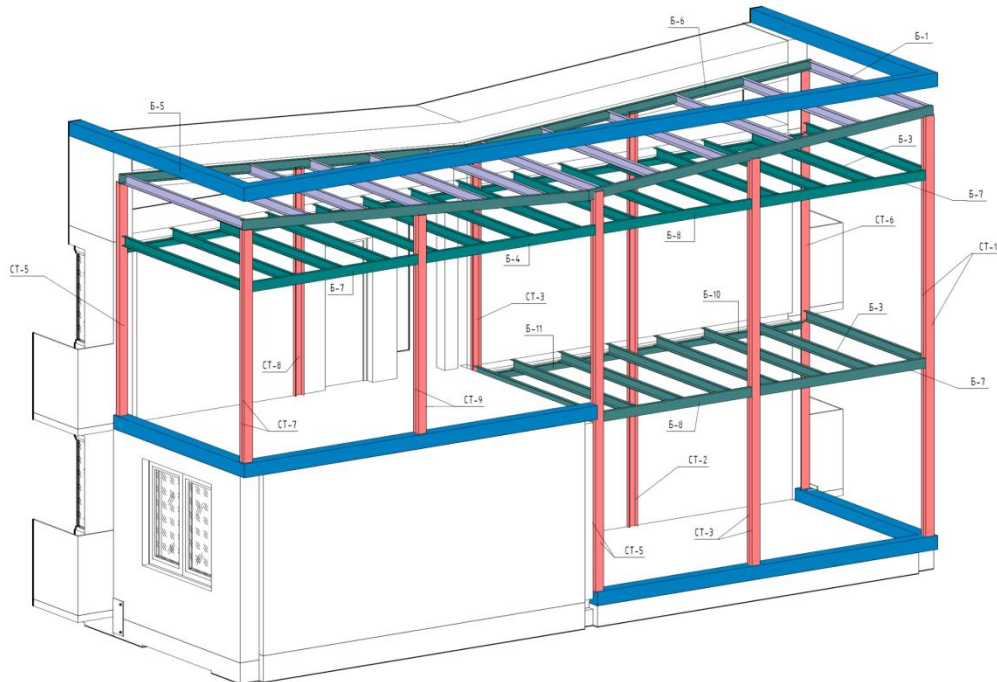


Рис. 2. 3Д схема підсилення будинку по вул. Баленка, 7

Так, для надання жорсткості майбутній конструкції та і будинку загалом, запропоновано влаштувати парапетний монолітний пояс товщиною 200 мм.

Стійки, до яких буде кріпитися перекриття – із двох швелерів 14У зварених по перу і встановлені в кутах житлових приміщень та посередині прольоту між осями.

Балки перекриття – так само зі швелера 14У з кроком 800 мм.

Балки покрівлі – швелер 14У із кроком 1000 мм. Також вузли з'єднання між панелями будуть підсилені сталевими пластинами товщиною 8 мм, як показано на схемі (рис. 2).

Додатково стики панелей на фасадах будівлі заплановано посилити сталевими накладками для забезпечення сумісної роботи панелей.

Список використаних джерел

1. Hryhorovskiy P., Osadcha I., Jurelionis A., Basanskyi V., Hryhorovskiy A. A BIM-Based Method for Structural Stability Assessment and Emergency Repairs of Large-Panel Buildings Damaged by Military Actions and Explosions: Evidence from Ukraine. *Buildings*. 2022. Vol. 12(11). P. 1817. URL: <https://doi.org/10.3390/buildings12111817>. (дата звернення: 10.03.2025).
2. Shmukler Valeriy & Reznik Petro & Krul Yuriy & Volodymyrov Anton & Binkevych Kostiantyn. Design features of the new system for reconstruction and renovation of large panel buildings. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2024. Vol. 1376. P. 012012. URL: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1376/1/012012>. (дата звернення: 10.03.2025).
3. 15 життів: полтавці, які загинули внаслідок ракетного обстрілу 1 лютого. URL: <https://suspilne.media/poltava/940285-14-zittiv-poltavci-aki-zaginuli-vnaslidok-raketnogo-obstrilu/> (дата звернення: 25.03.2025).

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

РОЗРАХУНОК НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ СТАЛЕВИХ БАЛОК З ВИКОРИСТАННЯМ LIRA-FEM

Башинський О. В., доктор філософії (PhD), ¹інженер, ²асистент кафедри будівництва,

¹ТОВ «ЛІРА САПР», м. Київ, Україна

²Національний університет біоресурсів та природокористування України, м. Київ, Україна

Мета даного дослідження полягає у формулюванні та детальному описі інженерно-технічного алгоритму для розрахунку металевих конструкцій на вогнестійкість згідно з уточненою методикою Єврокоду. На даний момент існують спрощені аналітичні підходи до розрахунку сталевих конструкцій на вогнестійкість, включаючи методи, що базуються на Єврокодi. Один з таких методів, реалізований у програмному комплексі LIRA-FEM, полягає у швидкісному визначенні критичної температури, за якої поперечний переріз конструкції втрачає свою несну здатність. Однак цей підхід не дозволяє оцінити точний час до настання граничного стану конструкції за вогнестійкістю.

У зв'язку з цим, пропонується методика, заснована на удосконаленому підході до оцінки межі вогнестійкості сталевих конструкцій за Єврокодом. Згадана методика передбачає проведення двох окремих розрахунків: теплотехнічного – для визначення часу до настання граничного стану за вогнестійкістю, а також механічного (статичного) – для оцінки несної здатності перерізу конструкції при підвищенні температури в його матеріалі. Алгоритм, що лежить в основі цієї методики, зображений на рисунку.

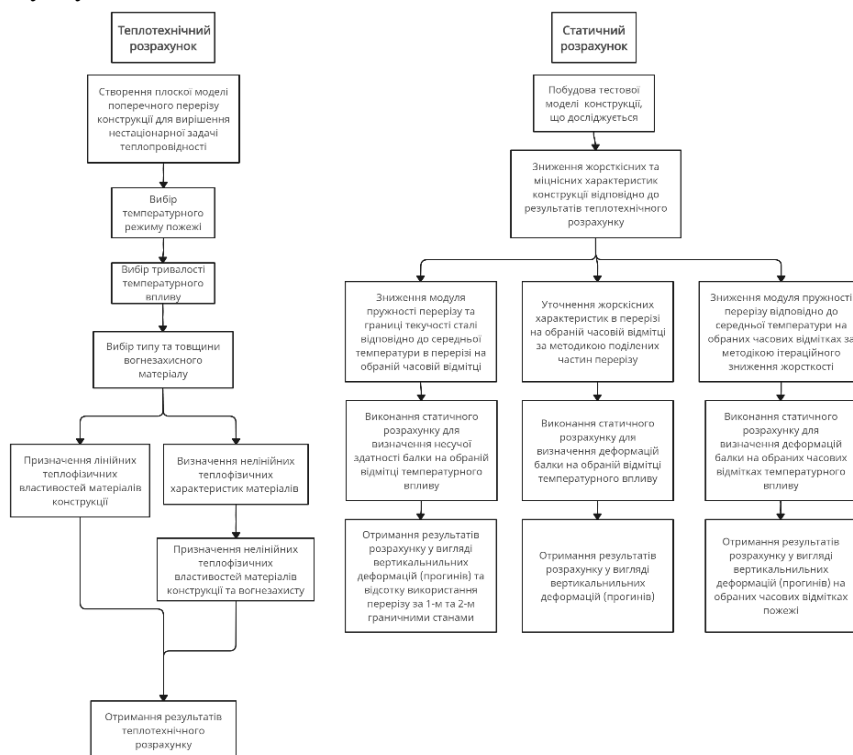


Рисунок. Чисельно-аналітичний алгоритм визначення границі вогнестійкості сталеві балки перекриття

Запропоновану методику можна вважати надійною, оскільки отримані результати теплотехнічного та механічного чисельного розрахунків узгоджуються з даними, отриманими внаслідок натурних експериментів [1; 2].

Список використаних джерел

1. S. Bilyk, O. Bashynska, O. Bashynskyi. Determination of changes in thermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. *Strength of Materials and Theory of Structures*. Київ, 2022. Вип.108. С. 182–202. URL: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.189-202>
2. Башинський О. В. Оцінка несучої здатності сталеві балки перекриття в умовах високих температурних впливів. *Наука та будівництво*. 2024. Том 39, № 1. С. 72–78. URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2024-8>. (дата звернення: 10.04.2025).

АВТОМАТИЗАЦІЯ ПРОЕКТУВАННЯ ЗГІНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Кочкар'ов Д. В., д.т.н., проф., Побережний Т. В., магістрант
Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Сучасні автоматизованих програмних комплекси дозволяють не тільки виконувати розрахунки каркасів будівель, споруд та їх елементів, а й створювати робочі креслення окремих конструкцій. В основному це стосується нескладних креслень, до того ж у більшості випадків розроблені креслення потребують доопрацювання, а формат їх видачі не дозволяє це виконувати. Саме тому було розроблено макрос «Beams» у системі автоматизованого проектування AutoCAD мовою програмування Visual Basic for Application, який дозволяє виконувати креслення балочних елементів.

Основні переваги даного макросу:

1. Введення даних у діалоговому режимі;
2. Можливість створення бази параметрів балок, які часто використовуються;
3. Можливість створення специфікації арматури;
4. Можливість створення відомості витрат сталі, для великої кількості балок;
5. Можливість виконання розрахунку за нормальними та похилими перерізами;
6. Автоматизована нумерація елементів та нанесення розмірів;
7. Подальша можливість корегування креслень;
8. Можливість використання у будь-якому робочому файлі AutoCAD.

Перед запуском макросу його необхідно попередньо завантажити. Основне робоче вікно програми складається із шести пунктів (див. рис. 1). Ці пункти дозволяють відкрити (або зберегти) файл з параметрами заданих попередньо залізобетонних балок, виконати їх креслення, створити відомість витрат сталі, створити таблицю зусиль. Також додатково передбачено виконання розрахунку нормальних та похилих перерізів балок для яких буде виконуватись робоче креслення. Після введення всіх необхідних параметрів необхідно натиснути кнопку креслення, після чого програмний комплекс накреслить схему армування балки, всі необхідні перерізи та виконає креслення її деталей. Після чого буде створена специфікація. Для створення відомості витрат сталі необхідно повторно запуснути макрос та вибрати необхідний пункт основного меню.

Приклади виконання креслень за допомогою розробленого макросу «Beams» показані на рис. 2.

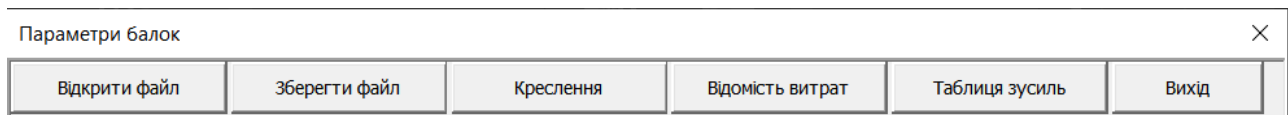


Рис. 1. Основні пункти робочого вікна макросу «Beams»

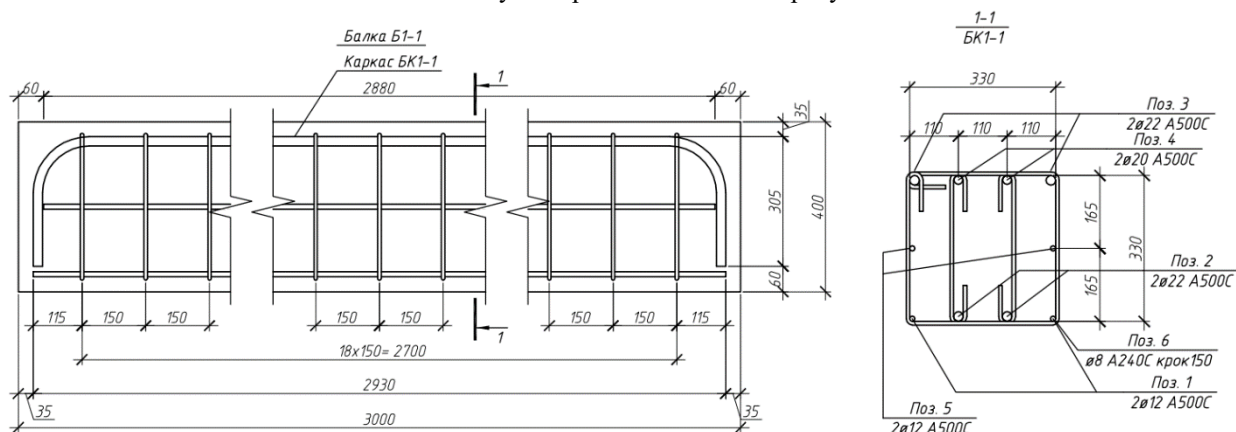


Рис. 2. Приклад виконаних креслень за допомогою створеного макросу «Beams»

Розроблено макрос у програмному комплексі AutoCAD мовою програмування Visual Basic for Application, який дозволяє виконувати робочі креслення згинальних залізобетонних елементів із одиночним, подвійним та багаторядним армуванням.

Список використаних джерел

1. Zak D. Programming With Microsoft Visual Basic 2019/2022. 9th ed. Boston : Cengage, 2022. 960 p.
2. Roe A. G. Using Visual Basic with AutoCAD. New York : Autodesk Press, 2001. 432 p.

ВІДШАРУВАННЯ ПЕРІОДИЧНОЇ СИСТЕМИ ГНУЧКИХ ПІДСИЛЕНЬ ЕЛЕМЕНТА КОНСТРУКЦІЇ ЗА УМОВ ЗАДАЧІ ТЕРМОПРУЖНОСТІ

Кундрат М. М., д.т.н., проф.

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

Проблема розрахунку підсилюючих елементів як одного із поширених засобів ремонту та відновлення працездатності елементів конструкцій залишається актуальною задачею механіки деформівного твердого тіла. Використовувані для цього підкріплюючі елементи одночасно є й потужними концентраторами напружень і спричиняють нелінійні та пластичні деформації, що в значній мірі ускладнює розрахунок таких композицій.

Задача для періодичної системи накладок сформульована та розв'язана у праці [1], а в [2] для розв'язання інтегрального рівняння [1] застосували метод ортогональних многочленів. Використані математичні постановки задач не враховували можливості виникнення в областях країв підсилень часто спостережуваних зон ослабленого контакту з пластиною чи можливого розриву самого підкріплення з утворенням більшої кількості таких зон. Розрахункова модель для аналізу граничної рівноваги в півплощині з гнучкою накладкою запропонована в працях [3; 4]. Постановка задачі дала можливість отримати механічно коректні обмежені напруження у всіх точках композиції. У цьому повідомленні підхід поширено на періодичні системи підсилень, жорсткість яких більша від жорсткості півплощини. Аналізу особливостей відшарування високомодульних підсилень стосуються праці [5–7].

В умовах плоскої задачі теорії термопружності розглядаємо півбезмежну пластину, що розтягується на нескінченності зусиллями інтенсивності $\sigma_{xx}^{\infty} = q$ паралельно до її краю (рис. 1). Пластина підкріплена періодичною системою нагрітих до температури T_1 гнучких скінченної міцності на розрив $P_{\text{ут}}$ підсилень завдовжки $2a$. Тепловий контакт між підсиленнями та пластиною ідеальний, а температура вільного краю пластини дорівнює T_0 .

Найбільша концентрація напружень виникає в околах кінців підсилень, де насамперед і слід чекати появи зон передруйнування. Останнім можуть відповідати області накопичення пошкоджень, пластичного деформування (проковзування), часткового розриву зв'язку між пластиною й підсиленням та інше. При таких допущеннях знайдемо величину і характер розподілу контактних напружень під підсиленнями та осевих розривних зусиль безпосередньо у підсиленнях, довжину зон передруйнування, розміщення яких задаємо з фізичних міркувань.

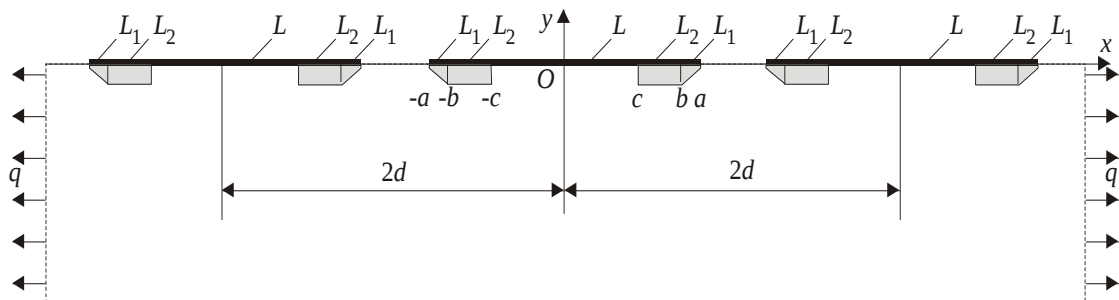


Рис. 1. Схема задачі

У зонах передруйнування виконуються такі крайові умови: на ділянках розпушення (ослабленого контакту) дотичні напруження лінійно зростають від нуля до свого граничного значення –

$$\sigma_{xy}(x) = \tau_s^* \frac{a - |x - 2nd|}{a - b} \text{sign}(x - 2nd), \quad (x \in L_1), \quad n = 0, \pm 1, \pm 2, \dots; \quad (1)$$

на ділянках пластичного деформування –

$$\sigma_{xy}(x) = \tau_s^* \text{sign}(x - 2nd), \quad (x \in L_2), \quad (2)$$

де τ_s^* – зсувна межа міцності контактної межі, а при пластичному деформуванні – її зсувний поріг пластичності.

На відрізках $|x - 2nd| < c$ пружного деформування зберігається ідеальний контакт і тому деформації

$$\frac{\partial u(x)}{\partial x} = T_1 \alpha_p, \quad (x \in L), \quad (3)$$

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

де α_p – температурний коефіцієнт лінійного видовження матеріалу підсилення.

Напруження на нескінченності

$$\sigma_{xx}^\infty = q, \quad \sigma_{yy}^\infty = \sigma_{xy}^\infty = 0 \quad \text{при} \quad (x^2 + y^2)^{1/2} \rightarrow \infty. \quad (4)$$

Для розв'язування задачі використаємо відомі подання для напружень і деформацій через комплексні потенціали Колосова-Мусхелішвілі

$$\sigma_{xx} + \sigma_{yy} = 4 \operatorname{Re} \Phi(z), \quad \sigma_{yy} - i\sigma_{xy} = \Phi(z) - \Phi(\bar{z}) + (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)}, \quad (5)$$

$$2G \partial(u + iv)/\partial z = \kappa \Phi(z) + \Phi(\bar{z}) - (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)} + \beta \Psi_0(z), \quad (6)$$

де $z = x + iy$; $\kappa = (3 - \mu)/(1 + \mu)$, $\beta = 4G\alpha_0$ для плоского напруженого стану; $\kappa = 3 - 4\mu$, $\beta = 4G(1 + \mu)\alpha_0$ в умовах плоскої деформації; α_0, G, μ – температурний коефіцієнт лінійного розширення, модуль зсуву та коефіцієнт Пуассона матеріалу пластини.

Функцію $\Phi(z)$ знайдемо після підставлення формул (5), (6) у крайові умови (1)–(4).

На рис. 2 відображено залежність відносної довжини зон передруйнування $\varepsilon \equiv (a - c)/a$ від параметра навантаження $q/(2\tau_s^*)$ при фіксованій відстані між підсиленнями $\lambda \equiv a/d = 0,5$. Номери біля ліній відповідають різним довжинам ділянки розпушення $\gamma \equiv (a - b)/a$, яка може вважатися залежним від структури матеріалів додатковим механічним параметром контактної взаємодії пари пластина-підсилення: 1 – $\gamma = 10^{-10}$ (зона розпушення практично відсутня); 2 – $\gamma = 0,05$; 3 – $0,1$; 4 – $0,15$; 5 – $0,2$. Збільшення ділянки розпушення за фіксованого рівня навантаження загалом видовжує зону передруйнування, хоча область пластичності при цьому зменшується. Її вплив на загальний розмір зони передруйнування із зростанням останньої також зменшується.

За умови $\lambda = 1$ (підсилення співдотикаються) результати можуть бути орієнтиром для ситуації після розриву як завгодно довгого підсилення на частини завдовжки $2a = 2d$. При $\tilde{q} < 0,5$ для дуже зближених підсилень залежність між довжиною зон та навантаженням практично лінійна (лінія 1).

Висновки. Запроваджено двофазну зону передруйнування (ослабленого контакту) у пластині з системою нерозтягливих гнучких підсилень, що дало можливість уникнути сингулярності напружень в околах їх країв та отримати механічно коректні обмежені напруження в усіх точках композиції.

За одночасної дії температурного та силового навантажень залежно від фізико-механічних характеристик композиції можливий як їх взаємно підсилювальний так і послаблюючий вплив на розвиток зон передруйнування. Якщо задана температура підсилення, то завжди можна так підібрати силове навантаження, що розвиток зон передруйнування не відбуватиметься. І навпаки, задаючи відповідним чином температуру підсилення, також можна уникнути виникнення цих зон.

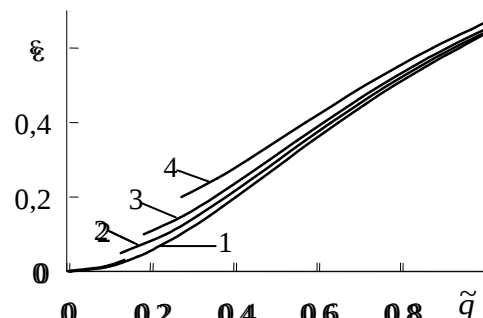


Рис. 2. Довжина зон передруйнування ($\lambda = 0,5$)

Список використаних джерел

1. Арутюнян Н. Х., Мхитарян С. М. Периодическая контактная задача для полуплоскости с упругими накладками. *Прикладная математика и механика*. 1969. Т. 33, № 5. С. 813–843.
2. Морарь Г. А., Попов Г. Я. К периодической контактной задаче для полуплоскости с упругими накладками. *Прикладная математика и механика*. 1971. Т. 35, № 1. С. 172–178.
3. Кундрат М. М. Гранична рівновага та локальне руйнування пластини з накладкою. *Вісник Рівненського держ. техн. ун-ту*. Рівне, 1999. С. 200–204.
4. Кундрат А. М. Руйнування в з'єднанні двох накладок. *Вісник Рівненського держ. техн. ун-ту*. Рівне, 2001. Вип. 3(10). С. 205–210.
5. Шацький І. П., Кундрат А. М. Антиплоска деформація пружного простору зі зв'язаними жорсткими стрічковими включеннями. *Доп. НАН України*. 2004. № 11. С. 55–60.
6. Кундрат М. М. Гранична рівновага тіла з підкріплювальними елементами за сталого й циклічного навантажень. Київ : Каравела, 2021. 124 с.
7. Kundrat M. M. Delamination of an element of reinforcement of the half plane under cyclic loading. *Materials Science*. 2022. Т. 57, № 5. Р. 745–749.

УТОЧНЕНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ НДС БАГАТОШАРОВОЇ ПЛИТИ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ МОСТА

Гуртовий О. Г.¹, к.т.н., доц., Тинчук С. О.¹, к.т.н., доц.
Угрин Л. С.², к.т.н., доц., Гуртовий Л. О.¹, гідротехнік-дослідник,
Шевченко В. О.¹, студ., гр. МТТ-41

¹Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

²Українська академія друкарства, Львів, Україна

Розглядається багатошарова прямокутна плита з ізотропними та трансверсально-ізотропними шарами сталої товщини (рис. 1, а), яка опирається на жорстку основу.

Запропонована оптимізація розрахункової схеми деформування багатошарової плити, що опирається на жорстку (недеформівну) основу. Суть оптимізації полягає в розгляданні такої розрахункової схеми плити, в якій напружено-деформований стан (НДС) плити повністю описується лише одною складовою, а саме беззгиноюю складовою симетричного НДС відносно серединної поверхні двосторонньо симетрично навантаженої плити. Для цього замість реальної конструкції багатошарової плити, що деформується без відриву від основи, пропонується розглядати розрахункову схему плити, яка утворена симетричною добудовою відносно поверхні контакту даної плити з основою. Плита буде двосторонньо симетрично навантаженою відносно серединної поверхні плити, а товщина плити збільшиться вдвоє. На серединній поверхні виконуються умови ковзного контакту верхньої і нижньої частин симетричної плити, тобто ковзкого контакту плити з основою, оскільки в симетричній за будовою по товщині відносно серединної поверхні структурі дотичні напруги поперечного зсуву є кососиметричними відносно цієї поверхні і на серединній поверхні дорівнюють нулю. Для моделювання абсолютно жорсткого контакту на границі з основою в добудовану плиту вводиться додатковий тонкий шар великої жорсткості («недеформівний шар»), що не змінює суть розрахункової моделі. НДС плити буде беззгиновим, а компоненти НДС за товщиною мають симетричний або кососиметричний розподіл, що суттєво спрощує моделювання НДС. Для беззгинового НДС побудована в пружній постановці двовимірна, високого ступеня ітераційного наближення, але тривимірна за характером відображення НДС модель деформування багатошарових прямокутних плит на жорсткій основі з ізотропними та трансверсально-ізотропними шарами, яка достатньо повно враховує деформації поперечного зсуву та поперечного обтиснення при поперечному навантаженні плити. Модель – континуальна, тобто кількість рівнянь та порядок диференціювання розрахункової системи рівнянь не залежить від кількості шарів в плиті. Цей порядок диференціювання і кількість розрахункових рівнянь може залежати лише від порядку ітераційного наближення моделі і не залежить від кількості шарів в плиті. Проведено виведення розрахункових диференціальних рівнянь в узагальнених зусиллях та в функціях переміщень, а також отримано граничні умови варіаційним методом Лагранжа. Результати аналітичного розв'язку задачі деформування однорідної прямокутної плити при ковзному контакті з жорсткою основою при граничних умовах типу Нав'є під дією поперечного синусоїдального навантаження порівняно з результатами розрахунків за точним тривимірним розв'язком. Таким чином, розрахункова схема плити (рис. 1, а) приводиться до розрахункової схеми плити (рис. 1, б, в).

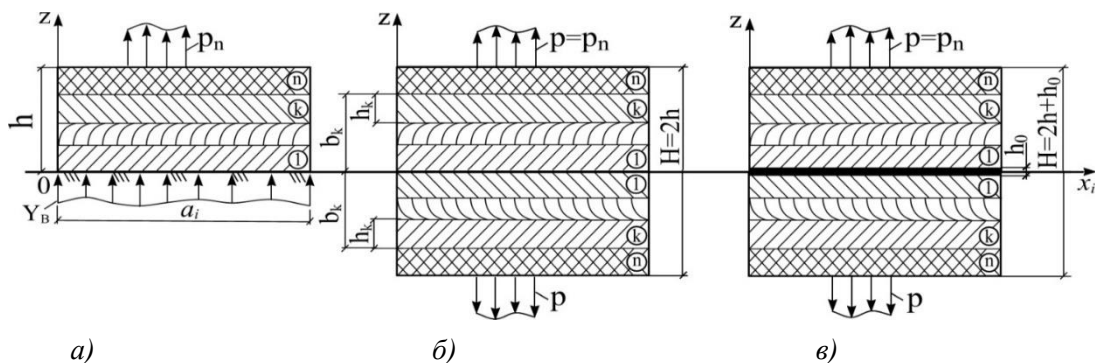


Рис. 1. Схеми оптимізації розрахункової схеми плити

Оскільки при двохсторонньому симетричному навантаженні симетричної відносно серединної поверхні структури плити напруження поперечного зсуву $\sigma_{i3}^{(k)}$ будуть кососиметричними з

значенням рівним нулю на серединній поверхні, то модель плити за рис. 1, б моделює ковзний контакт між плитою та жорсткою основою.

Для моделювання жорсткого контакту плити з основою без проковзування в розрахунковій схемі (рис. 1, в) всередині плити потрібно додатково вводити відносно тонкий, у порівнянні з іншими шарами, товщиною h_0 «абсолютно» жорсткий прошарок, позначений $k = 0$. «Абсолютна» жорсткість прошарку (відносно жорсткості інших шарів) забезпечується прийняттям відносно великих модулів пружності $E^{(0)} = E'^{(0)} = nE$; $G^{(0)} = G'^{(0)} = nG$; $\nu = \nu' \equiv 0$, де $n \approx 10^3$, а E і G – найбільші значення модулів пружності та зсуву із усіх наявних матеріалів шарів у плити.

Таким чином за схемами рис. 1, б та рис. 1, в можна моделювати порушення в жорсткому контакті плити з основою (несною прогоновою будовою моста чи з іншою структурою великої згинної та поперечної жорсткості).

В результаті континуального наближеного моделювання отримано компоненти вектору переміщень і кінематична модель має вигляд:

$$u_3^{(k)} = \psi_{3t,3}^{(k)}(z)\gamma_t + \psi_{33,3}^{(k)}(z)p; \quad u_i^{(k)} = v_i - \psi_{3t,i}^{(k)}(z)\gamma_{t,i} - \psi_{33,i}^{(k)}(z)p, \quad i = \overline{1, 2}, \quad r = \overline{1, 4}.$$

При цьому компоненти зміщень представлені сумами добутоків гіпотетично заданих степеневих функцій $\psi_{3t}^{(k)}, \psi_{ir}^{(k)}$ поперечної координати z , представлених в [1], та шуканих функцій $\gamma_t(x_i)$ – функцій поперечного обтиснення, $\beta_{ir}(x_i)$ – функцій поперечного зсуву і $v_i(x_i)$ – горизонтальних переміщень координатної (серединної) поверхні $x_1 O x_2$.

Розрахунками показано, що при порушенні жорсткого контакту між плитою та основою і виникненні ковзкого контакту НДС плити суттєво змінюється. В нижній зоні плити можуть виникати напруги розтягу, що може спричинити руйнування матеріалу. Це показано на прикладі розрахунку напружено деформованого стану реальної конструкції багатошарового покриття проїжджої частини моста, де жорсткість прогонової будови моста вважається набагато вищою, за поперечну жорсткість дорожнього покриття.

Грунтуючись на принципі Сен-Венана і на тому, що на недеформованій основі НДС у плиті локалізується в області прикладеного навантаження, розглянуто фрагмент дорожнього покриття, дещо більший за розмірами від прямокутного штамп навантаження МК-80 від коліс вантажівки. Загальна робота цього фрагмента з навколишнім покриттям моделювалася роботою напівжорстких торцевих діафрагм: жорстких у їхній площині та гнучких із площини торця (краєві умови типу Нав'є). Штапове вертикальне рівномірне розподілене навантаження розміром $0,8 \times 0,2$ (м²) та нескінченну плиту замінено синусоїдальним навантаженням та плитою розміром $1,0 \times 0,4$ (м²). На рис. 2 показано максимальні напруги в дорожньому одязі.

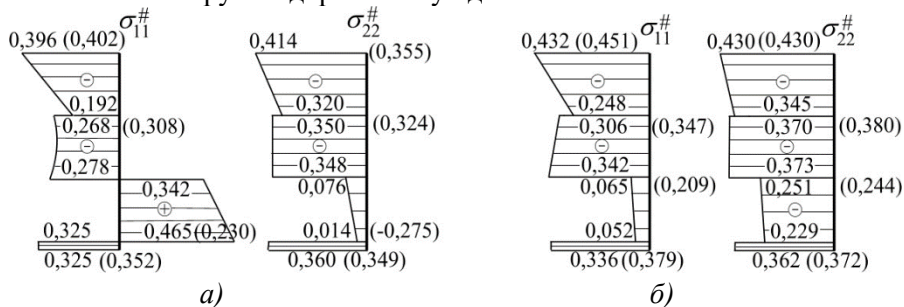


Рис. 2. Розподіл напружень в дорожньому одязі моста

Як видно (рис. 2, а), при роботі плити дорожнього одязу зі зсувом без тертя по поверхні контакту плити з основою в нижньому несучому шарі покриття утворюються значні напруги розтягу, що недопустимо при експлуатації таких конструкцій. Тоді як при жорсткому контакті плити з основою такі напруги розтягу не утворюються (рис. 2, б). У дужках дано тривимірний розв'язок задачі.

Висновки. Таким чином, тривимірна задача НДС зведена до уточненої двовимірної задачі НДС з шуканими функціями двох координат високої точності, що відображає тривимірний характер НДС.

Список використаних джерел

1. Гуртовий О. Г., Тинчук С. О. Дослідження деформування багатошарової трансверсально-ізотропної плити на жорсткій основі за беззгиновою уточненою континуальною моделлю. *Механіка та математичні методи*. 2022. Том IV, № 1. С. 64–74.

ПАРАМЕТРИЧНІ СІМЕЙСТВА REVIT ДЛЯ МОСТОВИХ СПОРУД

Хоружий М.¹, к.т.н., доц., Бореичук Ю., студент¹, Тивонюк В., аспірант²,

¹Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

²Варшавський університет природничих наук, Варшава, Польща

Сучасне проектування мостових споруд вимагає високого рівня точності, ефективності та адаптивності на всіх етапах її життєвого циклу. У цьому контексті технології інформаційного моделювання будівель (BIM), зокрема програмне забезпечення Autodesk Revit, стають ключовими інструментами для інженерів і проєктантів [1–4]. Розробка параметричних сімейств у Revit дозволяє створювати цифрові моделі мостів, які враховують специфіку конструкцій, матеріалів і технологічних процесів [2; 3]. Такі сімейства не лише оптимізують процес моделювання, але й сприяють інтеграції даних між різними учасниками проєкту – архітекторами, конструкторами та підрядниками [4]. У даній роботі розглядається підхід до створення сімейств Revit для мостових споруд, їхня роль у підвищенні ефективності проектування та перспективи впровадження в практику.

Актуальність розробки сімейств Revit для мостових споруд зумовлена стрімким розвитком інфраструктурного будівництва та необхідністю скорочення часу й витрат на проектування складних об'єктів. Традиційні методи створення креслень і моделей часто не відповідають сучасним вимогам до гнучкості та деталізації, особливо коли йдеться про унікальні конструктивні рішення мостів. Використання BIM-технологій, зокрема параметричних сімейств, дає змогу автоматизувати рутинні процеси, зменшувати кількість помилок і забезпечувати кращу координацію між етапами проєкту [3]. Водночас, недостатня стандартизація та обмежена кількість спеціалізованих бібліотек сімейств для мостового будівництва залишають відкритим поле для досліджень і практичних розробок. Таким чином, створення адаптованих сімейств Revit є важливим кроком до вдосконалення проєктних рішень і підвищення конкурентоспроможності у сфері інфраструктурного будівництва.

У рамках цієї роботи авторами було розроблено низку параметричних сімейств Revit, спеціально адаптованих для моделювання мостових споруд. Зокрема, створено сімейства для балок, ригелів та опор, які є ключовими конструктивними елементами мостів. Розробка сімейств проводилась із застосуванням принципів параметризації, що дозволяє користувачам легко змінювати характеристики елементів без необхідності створювати нові моделі з нуля. Крім того, сімейства були протестовані у складі тестової BIM-моделі мостової споруди, де продемонстрували високу сумісність із функціями Revit для аналізу навантажень і генерації специфікацій. Отримані результати показали, що використання таких сімейств скорочує час моделювання на 20–30% порівняно з ручним створенням елементів, а також зменшує ризик невідповідностей у проєктній документації.

Розроблені автором сімейства Revit демонструють значний потенціал для оптимізації проектування мостових споруд. Їхня параметрична структура забезпечує гнучкість і зручність у використанні, що є особливо цінним для проєктів із нестандартними конструктивними рішеннями. Впровадження таких сімейств у практику дозволяє не лише прискорити процес створення BIM-моделей, але й підвищити якість координації між учасниками проєкту. У подальшому планується розширення бібліотеки сімейств, а також їхня стандартизація для ширшого використання в інженерній спільноті. Таким чином, розробка спеціалізованих сімейств Revit є важливим внеском у цифровізацію мостового будівництва та вдосконалення BIM-процесів.

Список використаних джерел

1. Eastman C., Teicholz P., Sacks R., & Liston K. BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers and Contractors. Wiley. 2011.
2. Yuan Tian, Tonggui Jiang and Feng Wu. Research on the Application of BIM Technology in Bridge Engineering. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*. 2021. Vol. 798. P. 012014. URL: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/798/1/012014>. (дата звернення: 10.04.2025).
3. Zhang Ershi. Parametric Modeling Method for Rapid Bridge Layout Using BIM Technology: A Revit and Excel Integration Approach. *Journal of Engineering Research and Reports*. 2024. Vol. 26 (12). P. 47–56. URL: <https://doi.org/10.9734/jerr/2024/v26i121338>. (дата звернення: 10.04.2025).
4. Бондар О. А., Тесленко П. П., Чирва Т. Л., Крикун А. П. Цифровий інструментарій BIM-менеджменту. *Дороги і мости*. 2024. Вип. 30. С. 48–58. URL: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2024.30.048>. (дата звернення: 10.04.2025).

ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ ЛАЗЕРНОГО СКАНУВАННЯ (LIDAR) В ОБСТЕЖЕННІ МОСТІВ

Хоружий М.¹, к.т.н., доц., Жабчик А., студент¹, Тивонюк В., аспірант²,

¹Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

²Варшавський університет природничих наук, Варшава, Польща

Обстеження технічного стану мостових споруд є важливою складовою процесу їх експлуатації, ремонту та реконструкції. Традиційні методи візуального інспектування, інструментальної діагностики та геодезичних зйомок забезпечують базовий рівень інформації, однак часто є трудомісткими, недостатньо точними або потребують тривалого часу [1]. У зв'язку з цим зростає інтерес до використання новітніх цифрових технологій, серед яких лазерне сканування (LiDAR) займає провідне місце [2].

З початком повномасштабної збройної агресії РФ проти України значна кількість мостів зазнала серйозних пошкоджень або повного руйнування. Відбудова транспортної інфраструктури потребує швидких, точних і безпечних способів отримання інформації про стан об'єктів. У зв'язку з обмеженням використання безпілотних літальних апаратів (БПЛА) в умовах воєнного стану (згідно з чинним законодавством), наземне лазерне сканування стає критично важливою альтернативою. Цей метод дозволяє здійснювати просторове моделювання об'єктів з високою деталізацією без потреби доступу до повітряного простору.

Світова наукова спільнота активно досліджує ефективність LiDAR-технологій у сфері транспортної інфраструктури. Зокрема, стаття [3] описує практичне застосування наземного лазерного сканування для оцінки стану мостів, включаючи виявлення деформацій і пошкоджень. Книга [4] містить розділи про використання LiDAR для оцінки інфраструктури, зокрема мостів, з акцентом на створення точних 3D-моделей. Останні дослідження демонструють успішне поєднання LiDAR із штучним інтелектом для автоматизованої класифікації пошкоджень [5]. В Україні технологія LiDAR активно запроваджується з 2022 року у межах ініціатив з цифровізації процесів відбудови інфраструктури (зокрема, за підтримки міжнародних проєктів UNDP, USAID тощо) [6].

Водночас дослідники зазначають виклики, пов'язані з обробкою великих обсягів даних і необхідністю калібрування систем для специфічних умов.

У рамках практичного застосування технології було проведено обстеження кількох транспортних споруд за допомогою наземного LIDAR-сканера. Об'єктами стали залізобетонні та сталеві конструкції різного віку. Сканування дозволило виявити мікротріщини, відхилення геометрії та осідання опор із точністю до 2 мм. Отримані дані були оброблені для створення 3D-моделей, які порівнювалися з проєктною документацією для оцінки поточного стану.

Технологія LIDAR є потужним інструментом для обстеження мостових споруд, що забезпечує високу точність, безпеку та економію часу. Її впровадження може значно покращити моніторинг і планування ремонтних робіт. Однак для повноцінного використання потрібні подальші розробки в автоматизації аналізу даних і адаптації технології до складних умов експлуатації. Перспективи включають інтеграцію LIDAR з штучним інтелектом для прогнозування деградації конструкцій.

Список використаних джерел

1. Chan T. H. T., &Thambiratnam D. P. Structural Health Monitoring of Bridges: Fundamental sand Applications. Elsevier. 2011.
2. Garg R. D., & Kumar A. LiDAR Remote Sensingand Applications. CRC Press. 2020.
3. Chan B., Guan H., Hou Y., & Zhong J. Bridge Inspection Using Terrestrial Laser Scanning (TLS): A Case Study on the Use of LiDAR for Structural Health Monitoring. *Journal of Bridge Engineering*. 2017. Vol. 22(8).
4. Riveiro B., & Solla M. Non-Destructive Techniques forthe Evaluation of Structures and Infrastructure. CRC Press. 2016.
5. Trach R., Tyvoniuk V., Wierzbicki T., Trach Y., Kowalski J., Szymanek S., Dziecioł J., Statnyk I., & Podvorny A. Using AI-Based Tools to Quantify the Technical Condition of Bridge Structural Components. *Applied Sciences*. 2025. Vol. 15(3). P. 1625. URL: <https://doi.org/10.3390/app15031625>.
6. Шляхи прискорення: роль лазерного сканування у відновленні інфраструктури України. URL: <https://blog.liga.net/user/yapokotylo/article/shlyahi-priskorennya-rol-lazernogo-skanuvannya-u-vidnovlenni-infrastrukturi-ukraini>. (дата звернення: 10.04.2025).

ОЦІНКА МОРФОЛОГІЧНОГО СКЛАДУ ВТОРИННИХ БУДІВЕЛЬНИХ ВІДХОДІВ ВІД РУЙНАЦІЇ

Швидкий Д. В.¹, аспірант, Швець В. В.¹ к.т.н., доц, Соколенко К. В.², Phd.

¹Вінницький національний технічний університет, Вінниця, Україна

²Східноукраїнський національний університет імені Володимира Даля, Київ, Україна

Вторинні будівельні відходи від руйнації будівель та споруд, спричинених бойовими діями становлять суттєву проблему. Мова йде про значні ділянки території та обсяги відходів від руйнування. Масштабні руйнування, спричинені бойовими діями, призвели до утворення значної кількості будівельного сміття, що ускладнює процеси відновлення. У цьому контексті доцільно враховувати можливості рециклінгу при формуванні концепцій реконструкції та нової забудови пошкоджених об'єктів. За даними експертів Київської школи економіки, станом на початок 2024 року сума прямих і задокументованих збитків, завданих війною, перевищила 157 млрд доларів США. Оскільки бойові дії тривають, ця сума продовжує зростати. Приблизно третина усіх прямих втрат припадає на житловий фонд: пошкоджено або зруйновано близько 250 тис. об'єктів, з яких 89% – приватні будинки, а 11% – багатоквартирні житлові будинки. Ці втрати охоплюють близько 9% загальної площі житлового фонду України, причому лише 10% пошкоджених будівель зазнали незначних ушкоджень. Найбільших втрат зазнали Донецька, Харківська та Луганська області – на них припадає понад 60% пошкоджених або зруйнованих об'єктів житлового фонду. Станом на 2024 рік, обсяг будівельного сміття по всій країні перевищує 670 тисяч тон. У цьому зв'язку рециклінг будівельних відходів набуває особливої актуальності.

Світовий досвід переробки будівельних відходів, зокрема країн Європи демонструють високий рівень впровадження технологій рециклінгу. Зокрема у Нідерландах понад 90% будівельних відходів потрапляє до переробки. По інших країнах ці показники сягають Бельгія – 87%; Данія – 81%; Велика Британія – 45%; Фінляндія – 43%; Австрія – 41%; Канада – приблизно 73%. Ці дані підтверджують високий потенціал будівельного рециклінгу як ефективного елементу екологічно орієнтованої реконструкції.

Згідно з оцінками, при демонтажі п'ятиповерхової будівлі індустріального типу утворюється до 5 тис. тон відходів, з яких близько 50% – бетон або залізобетон, а іншу частину становлять кам'яні матеріали, скло, утеплювачі, покрівельні матеріали тощо. Можна виділити декілька груп основних матеріалів для повторного використання після сортування й переробки: бетон та залізобетон – можуть бути подрібнені до фракцій, що дозволяє використовувати їх як заповнювач для нових бетонів; основу для дорожніх покриттів; наповнювач у кладочних розчинах; низькомарочне в'язуче для силікатних виробів. Скло – використовується у виробництві теплоізоляційного піноскла. Цегла – може бути перетворена на будівельний щебінь або декоративну крихту. Складною проблемою є сортування відходів, оскільки якість перероблених матеріалів залежить від ступеня очищення від сторонніх включень (деревини, арматури, сміття). Вторинні будівельні відходи від руйнації будівель та споруд внаслідок бойових дій мають характеристичні відмінності, зумовлені в першу чергу умовами виникнення. Додатковим чинником є вплив фактору часу, оскільки зруйновані будинки стоять роками до їх демонтажу та прибирання. Слід враховувати типологічні відмінності конструктивних рішень різнотипних об'єктів. В звичайних умовах об'єкт переробки проходить стадію очищення, видалення неконструкційного сміття. Зруйнований будинок концентрує включення, що ніяк не сприяють сортуванню або формуванню груп рециклату з нормованими показниками. Багатоповерховий житловий будинок у сукупності містить значні обсяги крихкої вапняно - крейдової – піщаної суміші, деревину, паперові та тканинні матеріали – різного ступеню метаморфізму. У наявності пластик, бітумно-покрівельні матеріали. Присутня міноплита, пінопласт та пінополістирол фрагментованого фасадного утеплення. Частина цих матеріалів зазнала дії вогню, утворила обсяги сажі, попелу, золи та напів вигорілих решток. Окрему проблему становлять рештки облаштування квартир – від меблів та одягу до книжок та побутової хімії. Зовнішні атмосферно – кліматичні впливи призводять до багаторазового тривалого замочування, гниття, утворення висолів, численних циклів заморожування та відтавання. Тобто самі відходи весь час зазнають процесів деградації. Сортування такого масиву майже неможливе. Існують технологічні рішення – ручне сортування та прибирання сміття, переробка вторинних відходів з застосуванням методів або термічного випалу, або флотації(збагачення). З очевидних причин вони економічно недоцільні. Постає завдання оцінки впливу морфологічного складу вторинних будівельних відходів на базові параметри рециклату, та визначення, з урахуванням типологічних класифікацій, раціональних сфер їх використання.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

УТИЛІЗАЦІЯ БЕТОННОГО БРУХТУ ШЛЯХОМ ВИГОТОВЛЕННЯ ПРЕСОВАНИХ МАТЕРІАЛІВ

Бордюженко О. М., к.т.н., доц., Макаренко Р. М., к.т.н., доц., Степанець О. В., аспірант,
Пристаплюк В. М., здобувач вищої освіти
Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна

Повномасштабна війна в Україні призвела до масових руйнувань, внаслідок чого різко зросли обсяги бетонного брухту. Мільйони тонн уламків створюють екологічні та логістичні проблеми, які потребують термінового вирішення. Утилізація цих відходів набуває стратегічного значення, зокрема через можливість повторного використання.

Особливої уваги заслуговує застосування дисперсного бетонного брухту для створення пресованих матеріалів. Такі технологічні рішення можуть мати важливе значення для відновлення міської інфраструктури України, поєднуючи екологічну доцільність з економічною ефективністю. Вони також відповідають сучасним світовим тенденціям розвитку міського будівництва на засадах сталості, ресурсозбереження та інноваційності.

У світі бетонні відходи переважно використовують як заповнювач, але дрібнодисперсний порошок (Waste Concrete Powder –WCP), що утворюється при дробленні, часто не застосовується [1]. Він містить негідратований цемент і має пуцоланові властивості, що дозволяє розглядати його як заміник цементу [2]. В той же час, використання WCP у пресованих матеріалах вивчене недостатньо, що робить дослідження в цьому напрямі актуальним.

Мета роботи – оцінити доцільність застосування порошку бетонного брухту у пресованих композитах, визначити найбільш придатні його типи та оптимальні умови формування.

Для досліджень використано дрібну фракцію бетонного брухту з важких бетонів різного віку й міцності. Матеріал подрібнювали, просіювали, і для пресованих композитів використовували фракцію менше 0,14 мм. Визначали гранулометричний склад і рН (табл. 1).

Таблиця 1

Характеристики зразків бетонного брухту фракції <0,14 мм

Зразки бетону	Проектний клас	Орієнтовний вік	Міцність при стиску вихідного бетону, МПа	Залишки на ситах, %		рН
				0,045 мм	0,08 мм	
Б1	С40/50	2 міс.	55,4	64,2	49,3	11,7
Б2	С40/50	3 роки	72,1	65,3	48,4	10,2
Б3	С16/20	2 міс.	21,6	62,2	52,3	10,9
Б4	С16/20	3 роки	34,1	61,8	51,2	8,9

У бетоні з меншою міцністю більше дрібної фракції (<0,14 мм), а фракції <0,08 мм становлять близько 50%. Рентгено дифрактометричний аналіз показав, що у міцніших бетонів вищий вміст аліту (C₃S), особливо в Б1 (2 міс.) – понад 14%, тоді як у Б2 (3 роки) – майже вдвічі менше. Подібна тенденція і для Б3-Б4. Вміст Са(ОН)₂ знижується зі зростанням віку та зменшенням цементу, що підтверджується також зниженням рН.

З порошку <0,14 мм виготовляли зразки Ø25×25 мм, пресуючи при 20 МПа. Після різних умов витримки (повітряно-сухі умови, над водою, у воді) визначали міцність, густину й водостійкість.

Найміцніші зразки (13,4 МПа, густина 1,62 г/см³, коефіцієнт розм'якшення 0,92) отримано з брухту Б1 (табл. 2). Міцність знижується в ряду: Б1 > Б3 > Б2 > Б4 – відповідно до віку бетону й вмісту цементу. Найкращі результати дають молодші та міцні бетони з непрореагованими цементними частинками.

Міцність зразків зростає з часом, особливо активно протягом перших 7–10 діб, далі – уповільнюється. Середня густина (~1,6 г/см³) є достатньо стабільною, що свідчить про вплив тиску пресування і гранулометрії, яка є практично однаковою для всіх зразків а коефіцієнт розм'якшення ~0,9 підтверджує добру водостійкість.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

Досліджено вплив умов твердіння: у повітрі, над водою та у воді (після доби витримки). Найгірші результати – при твердінні в повітрі, через швидке випаровування вологи з пористих зразків. Найвища міцність – в умовах ексикатора з високою вологістю. Водне твердіння менш ефективне, ймовірно через надлишок вологи. Це підтверджує можливий змішаний механізм формування структури – контактно-кристалізаційний та гідратаційний [3–4].

Таблиця 2

Властивості пресованих композитів

Зразки бетону	Міцність при стиску, МПа у віці				Середня густина у висушеному стані, г/см ³	Коефіцієнт розм'якшення (28 діб)
	1 год.	1 доба	7 діб*	28 діб*		
Б1	3.1	4.6	11.5	13.4	1.62	0.92
Б2	2.9	3.8	6.7	8.7	1.59	0.87
Б3	3.2	4.1	8.6	10.2	1.61	0.91
Б4	3	3.5	4.2	5.6	1.56	0.88

*Зразки зберігались над водою.

Також виявлено залежність міцності від вмісту C_3S та $Ca(OH)_2$ у брукті, що дозволяє оцінювати придатність сировини за рН. Проте підтвердження такої можливості потребує додаткових досліджень.

Список використаних джерел

1. Kaptan K., Cunha S., Aguiar J. A review of the utilization of recycled powder from concrete waste as a cement partial replacement in cement-based materials: Fundamental properties and activation methods. *Applied Sciences*. 2024. Vol. 14(21). P. 9775.
2. Wang J., Zhang J., Cao D., Dang H., Ding B. Comparison of recycled aggregate treatment methods on the performance for recycled concrete. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 234. P. 117366.
3. Dvorkin L., Bordiuzhenko O., Makarenko R. Contact hardening binders using rock crushing waste. *Journal of Chemical Technology and Metallurgy*. 2024. Vol. 59(4). P. 925–934.
4. Davidovits J. Geopolymers: Ceramic-Like Inorganic Polymers, *Journal of Ceramic Science and Technology*. 2017. Vol. 8(3). P. 335–350.



ЗАСТОСУВАННЯ ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ У ВІДНОВЛЕННІ ПЕРЕКРИТТІВ ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ

Казімагомедов Ф. І., к.т.н., доц.

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

Після початку повномасштабного вторгнення Російської Федерації в лютому 2022 року майже всі українські міста зазнали масованих артилерійських та ракетних обстрілів. Це призвело до часткового або повного руйнування житлової інфраструктури. Особливо сильно постраждали прикордонні населені пункти, зокрема місто Харків.

Найбільших руйнувань зазнали так звані «спальні райони», імовірно через їхню близькість до державного кордону з країною-агресором (див. рис. 1). Ці райони переважно забудовувалися після 1980 року, і основу житлового фонду там становлять великопанельні будинки (ВПБ).



Рис. 1. Ушкодження конструкцій внаслідок влучення снарядів, та початок їх відновлення

ВПБ мають як переваги, так і недоліки. Серед мінусів: несучасне планування квартир, мала висота приміщень, значні тепловтрати, архітектурні обмеження.

Натомість головна перевага – висока швидкість будівництва, завдяки використанню типових залізобетонних елементів заводського виробництва.

Під впливом вибухової хвилі у ВПБ пошкоджуються окремі елементи: стіни, перекриття, зварні шви. Через те, що більшість стін у таких будівлях є несучими, пошкодження навіть одного елемента може спричинити серйозне порушення загальної стабільності будівлі.

Суть методу полягає у створенні металевого каркасу, який заміщує зруйновані перекриття та стінові панелі. Такий каркас бере на себе частину навантаження і передає його на нижчі поверхи, відновлюючи загальну несучу систему будівлі.

Пропонується використовувати труобетонні балки (для каркасу перекриття) – металеву трубу, заповнену бетоном. Цей матеріал має важливі переваги: обтиснення бетону стінками труби підвищує його міцність і стійкість до деформацій; дозволяє зменшити переріз конструктивних елементів, що особливо важливо для ВПБ з їхніми типовими, мінімально допустимими розмірами.

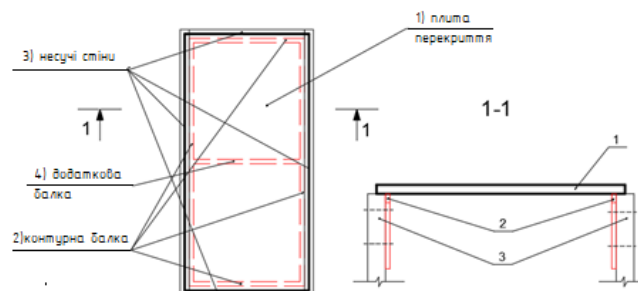


Рис. 2. Схема запропонованого методу

Список використаних джерел

1. Izbash M., Kazimagomedov F., & Izbash Y. Improving strength and deformation characteristics of concrete-filled steel tubular elements in bending. *International Science Journal of Engineering & Agriculture*. 2022. Vol. 1(5). Pp. 57–64.
2. Казімагомедов Ф. І. Ефективні труобетонні згинальні елементи : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.21.01 / Українська державна академія залізничного транспорту. Харків, 2015. 20 с.

ДЕФОРМУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙНОЇ МОДИФІКОВАНОЇ ДЕРЕВИНИ ЯЛИНИ ТА ЯСЕНА ПІД ДІЄЮ МОЛОЧНОЇ КИСЛОТИ

Гомон Св. Св., д.т.н., проф., Матвіюк О. В., ст. викладач

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

Для вирішення поставлених перед задач було виготовлено призми деревини ялини та ясена 1 сорту перерізом 30х30х120 мм. Вік деревини 40 років. Вологість зразків на момент модифікації була 12%. Просочення призм полімерною композицією «силор» виконували за допомогою автоклава під тиском 2,5 атм. протягом 2 год. Після цього зразки діставали і просушували за температури 18–21° С на протязі 12 год. Призми випробовували модифікованими зануреними у молочну кислоту(40%) на протязі 180 діб. Експериментальні дослідження проводили на пресі СТМ-100 [1; 2] за осьового стиску вздовж волокон короткочасним навантаженням. Всього випробовано по 5 призм кожної породи деревини.

За результатами експериментальних досліджень побудовано усереднені діаграми деформування конструкційної модифікованої деревини ялини та ясена після дії молочної кислоти (40%) (рисунок).

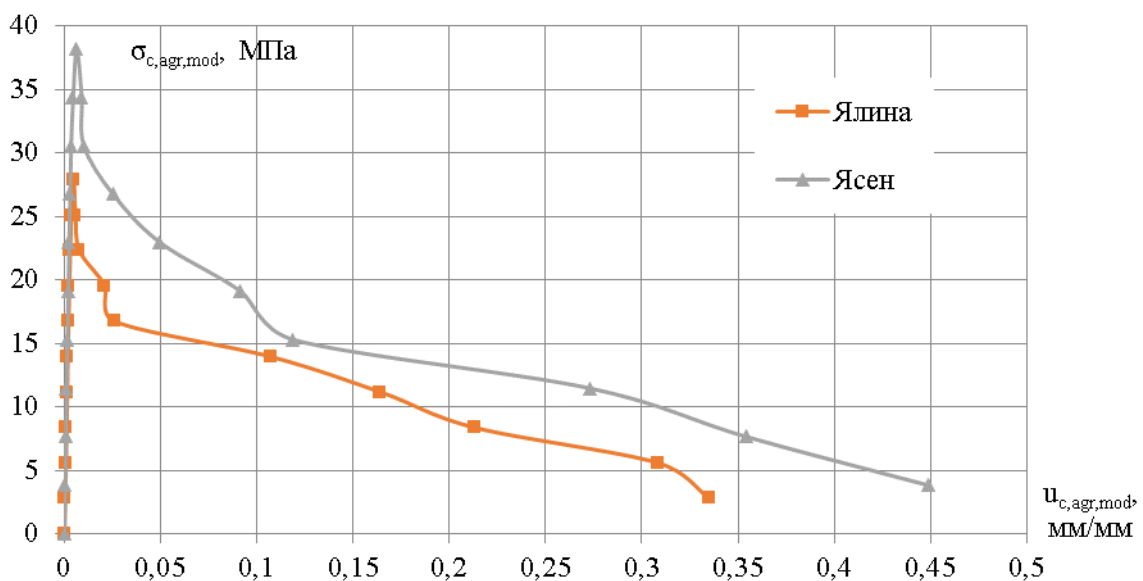


Рисунок. Діаграми деформування конструкційної модифікованої деревини ялини та ясена після дії молочної кислоти

З рисунку встановлено основні міцнісні та деформівні показники конструкційної модифікованої деревини після дії молочної кислоти, окрема, тимчасова гранична міцність ялини склала 32,5 МПа, ясена – 39,2 МПа; відносні критичні деформації були зафіксовані на відмітці ялини 0,00457 мм/мм, ясена – 0,00630 мм/мм; відносні залишкові деформації ялини 0,3248 мм/мм, ясена – 0,4486 мм/мм. Модуль пружності склав ялини 12500 МПа, ясена – 13600 МПа.

Отже, встановлено, що модифікація деревини полімерною композицією «силор» значно поліпшує механічні характеристики досліджуваних порід деревини, які експлуатуються в молочній кислоті (40%). Зокрема, тимчасова гранична міцність збільшується в 1,46–1,65 рази в порівнянні з немодифікованими зразками зануреними у молочну кислоту; відносні критичні деформації зменшуються в 1,08–1,15 раз; відносні залишкові деформації зменшуються в 1,07–1,19 рази; модуль пружності зростає в 1,26–1,37 рази. Порівняння проводилось при зануренні у кислоти модифікованої та немодифікованої деревини протягом 180 днів [1].

Список використаних джерел

1. Матвіюк О. В., Гомон Св. Св. Поліпшення механічних характеристик конструкційної деревини ялини та ясена за експлуатації в кислотних середовищах. *Вісник НУВГП. Сер. Технічні науки*. 2024. Вип. 3(107). С. 196–204.
2. Гомон Св. Св., Гомон С. С., Матвіюк О. В., Верешко О. В., Чорномаз Н. Ю. Застосування деревини в умовах агресивних середовищ. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2022. Вип. 17. С. 15–22.

ЩОДО НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ НА ПРОСІДНИХ ҐРУНТАХ

Фурсович М. О., к.т.н., доцент, Супрунюк В. В., к.т.н., доцент, Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доцент,
Павлюк А. П., к.т.н., доцент, Скрипник М. М., к.т.н., ст. викл.

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

Відомо, що при осіданні навколопального ґрунту на бічній поверхні паль виникають привантажуючі сили так званого негативного тертя спрямовані у напрямку дії вертикальних навантажень від будинку чи споруди.

Проведені експерименти підтвердили, що для появи сил негативного тертя досить незначного перевищення осідання навколопального ґрунту відносно палі. Однак було встановлено, що для максимального їхнього розвитку це осідання повинне бути порядку 5 см і більше.

Історія питання. Перші *нормативні* вимоги, щодо проектування палевих фундаментів на просідаючих ґрунтах наведені в СНиП II-17-77 «Свайные фундаменты» (введено з 1 січня 1979 року).

Треба зазначити, що формули, які наведені СНиП II-17-77 «Свайные фундаменты» (так і в нормативних документах, що виходили їм на заміну) для визначення несучої здатності паль в просідних ґрунтах отримані на основі експериментальних досліджень, які дозволили встановити, що сили негативного тертя починають проявлятися лише після просідання навколопального ґрунту на величину ≈ 5 см (I-й тип ґрунтових умов за просіданням).

Тип ґрунтових умов за просіданням I-й. Згідно цього СНиП, несуча здатність паль в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням визначається з умови, що такі ґрунти зменшують несучу здатність при замочуванні. Значення опору ґрунту на бічній поверхні паль f_i в межах просідної товщі при можливому замочуванні визначається як для зволоженого ґрунту при показнику текучості, розрахованому за формулою

$$I'_L = \frac{0,9e\gamma_w/\gamma_s - W_p}{W_L - W_p}. \quad (1)$$

Якщо визначене за (1) значення $I'_L < 0,4$, то приймають $I_L = 0,4$. Якщо замочування грантів неможливе, значення опору ґрунту на бічній поверхні паль f_i в межах просідної товщі визначається при вологості і показнику текучості в природному стані (коли $w < w_p$ приймається w_p).

Ці ж вимоги, щодо визначення несучої здатності паль в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням, збереглися й в СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты». Це ж саме передбачено і в ДБН В.2.1-10-2009, однак за умови «коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту».

Тип ґрунтових умов за просіданням II-й. Формули, які наведені СНиП II-17-77 «Свайные фундаменты» для визначення несучої здатності паль в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням передбачають *повне* замочування всієї просідної товщі. Причому несуча здатність палі (з урахуванням негативного тертя) визначається за формулою

$$\Phi_n = \Phi - a \left(m \sum_0^{h_n} f_i l_i \right), \quad (2)$$

де Φ – несуча здатність палі без врахування можливості розвитку негативного тертя ґрунту; $a \left(m \sum_0^{h_n} f_i l_i \right)$ – складова, яка враховує силу негативного тертя.

Причому розрахунковий опір просідного ґрунту на бічній поверхні паль f_i визначається за таблицями СНиП як для зволоженого ґрунту при показнику текучості, розрахованому за формулою (1), а розрахункова глибина h_n , до якої проводиться сумування сил бокового тертя, приймається рівній глибині, де величина просідання від власної ваги дорівнює гранично допустимому осіданню для будівлі, яка проектується.

Згідно цього СНиП, при визначенні сили негативного тертя передбачалось *повне* замочування просідної товщі. Випадки, коли може відбутися лише часткове замочування товщі просідного ґрунту, не передбачені.

Формули, які наведені СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» для визначення несучої здатності паль в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням залежно від способу замочування передбачають як *повне* так і часткове замочування просідної товщі. Причому навантаження допустиме на палю (з урахуванням сили негативного тертя) визначається за формулою

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n, \quad (3)$$

де F_d – несуча здатність палі в межах діє «позитивне» тертя ґрунту; γ_c – коефіцієнт умов роботи: при $S_{slg}=5\text{ см}$ $\gamma_c=0$; при $S_{slg}\geq 2S_u$ $\gamma_c=0,8$ (для проміжних значень γ_c визначається інтерполяцією); P_n – сила негативного тертя, яку до випробування паль на висмикування допускається визначати за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (4)$$

де u – периметр палі; h_{sl} – глибина, в межах якої діє сила негативного тертя (приймається рівною глибині, де значення просідання ґрунту від власної ваги дорівнює 5 см); h_i – товщина i -го шару ґрунту (в межах, де проявляється негативне тертя); τ_i – розрахунковий опір ґрунту, визначається до глибини 6 м за формулою

$$\tau_i = \xi \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (5)$$

а нижче приймається постійним.

Тут $\xi=0,7$ – коефіцієнт бічного тиску; σ_{zg} – напруження від власної ваги замоченого ґрунту; φ_I , c_I – кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення ґрунту (в межах h_{sl}).

Ці ж вимоги, щодо визначення несучої здатності паль в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням, збереглися й в ДБН В.2.1-10-2009, з однією відмінністю, що h_{sl} приймається глибині просідної товщі.

Як в СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» так і в ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1, не враховується випадок, коли може відбутися лише часткове зволоження товщі просідного ґрунту шляхом підйому рівня ґрунтових вод, а просідання ґрунту від власної ваги при цьому становитиме $S_{sl,g} \approx 5\text{ см}$. В цьому випадку верхні шари просідної товщі будуть перебувати в незамоченому природному стані і зависатимуть над замоченим просівшим ґрунтом. Отже, утворюються всі умови для повного прояву сил негативного тертя (просідання ґрунтової товщі більше 5 см). При цьому вище розташовані незамочені шари ґрунту зберігатимуть фізико-механічні характеристики природного стану, а замочена товща просідного ґрунту відповідатиме I-му типу ґрунтових умов за просіданням.

Слід зазначити, що ґрунтові експериментальні і теоретичні дослідження, які б передбачали замочування просідної товщі знизу за вищеописаним випадком не проводились.

На основі аналізу вимог нормативних документів щодо визначення несучої здатності паль на просідних ґрунтах та даних, які отримані під час експериментальних досліджень, для за вищеописаного випадку пропонується значення опору ґрунту на бічній поверхні паль f_i в межах просідної товщі:

- на ділянці бічної поверхні палі від поверхні ґрунту до точки де $S_{sl,g} = 5\text{ см}$ приймати із знаком «-», причому характеристики вищележачого ґрунту необхідно брати, як для ґрунтів природного стану;
- на ділянці бічної поверхні палі від точки де $S_{sl,g} = 5\text{ см}$ до нижньої межі просідної товщі приймати рівним нулю.

Це теоретичне припущення відповідає і цілком логічно вписується в загальну структуру ДБН В.2.1-10-2009, щодо визначення несучої здатності паль на просідних ґрунтах:

- коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту (I-й тип ґрунтових умов за просіданням): враховується «позитивне тертя» в межах просідної товщі, однак при цьому перераховується показник текучості ґрунту при його ймовірному зволоженні;
- коли відбувається зволоження частини просідної товщі шляхом підйому рівня ґрунтових вод: сила негативного тертя визначається для ґрунтів природної вологості, однак вона починає діяти лише коли $S_{sl,g} = 5\text{ см}$;
- сила негативного тертя фактично дорівнює нулю: коефіцієнт умов роботи $\gamma_c=0$, оскільки $S_{slg}=5\text{ см}$.

Впровадження запропонованих теоретичних припущень в практику проектування будівель на просідних ґрунтах дозволить більш точно визначати навантаження допустиме на палю, що тим самим забезпечить економічність, більшу надійність і довговічність запроектованих будівель і споруд.

ВПЛИВ ВОЛОГИ НА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ПАРАМЕТРИ СТІНИ, ЯКА МЕЖУЄ З ҐРУНТОМ

Семко О. В., д.т.н., проф., Філоненко А. С., аспірант

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

Об'єкт дослідження – гуртожиток університету побудований у 1962 році. Будівля чотирьох поверхова з підвалом під частиною об'єкта. Конструктивна система: будівля з не повним каркасом, має несучі і самонесучі зовнішні і внутрішні цегляні стіни. Несучі конструкції гуртожитку виконані із цегляної кладки, перекриття із збірного та на окремих ділянках монолітного залізобетону. Товщина зовнішніх цегляних стін – 640 мм, внутрішніх – 380 мм. Перекриття – з багатопустотних залізобетонних плит товщиною – 220 мм. Фасад оштукатурений.

Під час обстеження у 2024 році виявлено, що цегляні стіни (перегородки) в душових приміщеннях і санітарних вузлах першого поверху (безпідвальна частина) мають категорію технічного 3 – непридатний до нормальної експлуатації. Викликано це суфозією ґрунту основ під фундаментами перегородок, в результаті протікання водонесучих мереж (водопровід і каналізація).

З цієї ж причини відмічена деформація підлоги та перекис дверних імпортів (рис.1).

Проектом капітального ремонту передбачалось демонтувати перегородки, зняти підлогу та основу, замінити водонесучі мережі і відновити перегородки і підлогу.

Демонтажні роботи розпочалися в 2025 році. За попередній рік тріщини на фасаді збільшилися та розширилися (лопнули маяки на фасадах). Демонтаж штукатурного шару з середини і зовні цегляних стін навколо душових, де спостерігалися найбільші деформації, виявив замокання цегляної кладки на всю товщину та висотою до другого поверху. Вологість цегляної кладки складала 40–50%, що унеможливує подальші роботи по ремонту приміщень та утепленні зовні стін СФТО за класом А. А повне висихання при відповідних умовах може тривати роки. Цегляна кладка внаслідок морозобійного руйнування втратила адгезію з штукатурним шаром (рис. 2) та міцність. Перегородки обвалилися внаслідок деформації підлоги.



Рис. 1. Деформація перегородок Рис. 2. Відшарування штукатурки Рис. 3. Вимірювання вологості

Було прийнято рішення демонтувати весь насипний ґрунт під душовими, але не нижче за підшову фундаменту. Це дозволить ліквідувати джерело вологи для цегляних стін та попередити просідання підлоги. Відновити рівень підлоги душових рекомендовано піщаною сумішшю з пошаровим ущільненням. Повна заміна водонесучих інженерних мереж в цій частині будівлі залишається у відповідності до проекту капітального ремонту.

За результатами демонтажних робіт запропоновано ввести зміни в систему утеплення зовнішніх стін. На частині стіни, яка зволожена, запропоновано монтаж вентиляованої фасадної системи [1; 2] з опорядженням аквапанелями та подальшим відновленням русту, щоб зберегти історичний вигляд фасадів.

Список використаних джерел

1. Roig O.; Summa S.; Pardal C.; Isalgue A.; DiPerna C.; Staz, F. Opaque ventilated facades: Energy efficiency for various main walls and cladding. *Energy Build.* 2024. 314 p.
2. Lahayrech S.; Siroux M.; ElMaakoul A.; Khay I.; Degiovani A. A Review: Ventilated Double-Skin Facades. *In Proceedings of the 7th International Conference on Sustainable and Renewable Energy Engineering (ICSREE 2022)*, Barcelona, Spain, 5–7 May 2022.

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ВИПРОБУВАНЬ НАДКОЛОННИХ ПЛИТ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ

Павліков А. М., д.т.н., професор, Гарькава О. В., к.т.н., доцент

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

Актуальність досліджень обумовлена необхідністю відновлення житлового фонду України, зруйнованого внаслідок війни. Ця проблема наразі має загальнонаціональне значення. У її вирішенні важливу роль відіграє швидкість зведення будівель, а також їх якість, доступність придбання для населення, потенціал експлуатації на перспективу. Втілення названих пріоритетних цілей пропонується здійснити із впровадженням збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель в житлове та цивільне будівництво [1].

З метою вивчення роботи надколонних плит досліджуваної конструктивної системи будівель під навантаженням, а також для підтвердження розроблених на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги схем їх руйнування [1] були проведені експериментальні дослідження натурних надколонних плит.

Для проведення експериментальних випробувань було використано 3 дослідних натурних зразки надколонних плит перекриття серії ПН-2. Зразки плит мали номінальні розміри $2980 \times 2980 \times 160$ мм. Надколонні плити серії ПН-2 виготовлені з важкого бетону класу C25/30 за міцністю. Плити армовані просторовим арматурним каркасом, котрий включає верхню С-1 і нижню С-2 плоскі сітки та закладну опорну конструкцію. Сітки С-1 та С-2 виготовлені зі сталі А500С: плоска сітка С-1 з арматурних стержнів діаметром 14 мм довжиною 2800 мм, з'єднана із закладною опорною конструкцією МК-1, в якій з чотирьох сторін влаштовані по 3 випуски діаметром 18 мм довжиною 1150 мм; плоска сітка С-2 із арматурних стержнів діаметром 8 мм довжиною 2960 мм та стержнів діаметром 10 мм довжиною 2960 мм. На бетоні та на арматурних стержнях експериментальних зразків плит в зоні можливого їх руйнування наклеювались тензорезистори базою 50 мм та 20 мм відповідно.

Випробовування натурних зразків надколонних плит навантаженням проводилися на спеціально сконструйованому стенді відповідно до розробленої схеми (рис. 1). Схему випробовування надколонних плит прийнято було такою, щоб вона дозволяла створити прийнятну на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги розрахункову схему зламу надколонної плити, котра реалізується у складі безкапітельно-безбалкового перекриття. При проведенні випробувань застосовувались такі вимірювальні прилади: прогиноміри Аістова 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм; електротензорезистори; мікроскоп МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

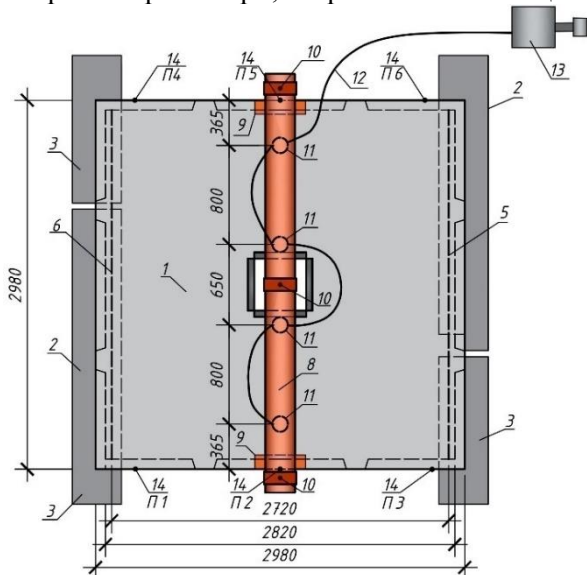


Рис. 1. Схема випробування надколонних плит серії ПН-2:

1 – плита ПН-2; 2 – опорний елемент; 3 – опорний елемент; 4 – сталеві підкладки (полоса 150×10); 5 – шарнірно-нерухома опора (кутик 75×5); 6 – сталеві підкладки (полоса 100×8); 7 – сталеві пластини (полоса 600×5); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяг ($\varnothing 30$ А240С за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат $F = 500$ кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу 6ПАО

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

Випробування надколонних плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 відбувалося до величини зовнішнього навантаження відповідно 320 кН, 360 кН та 400 кН, що складало відповідно близько $0,55F_{Rd}$, $0,6F_{Rd}$ та $0,7F_{Rd}$, де $F_{Rd} = 580$ кН – розрахункове значення руйнівного навантаження, обчислене за кінематичним способом методу граничної рівноваги для надколонної плити без обриву арматури за [1].

При проведенні експериментальних досліджень зразків надколонних плит згідно з прийнятою методикою вимірювання деформацій бетону та арматури проводилися на одній з чотирьох чвертей плити. За результатами вимірювань деформацій побудовані ізополя розподілу деформацій по площі дослідних плит (рис. 2). З аналізу побудованих ізополей розподілу деформацій арматури (рис. 2, а) відмічено, що від самого початку навантаження максимальні деформації спостерігались у діагональному напрямі, а при подальшому завантаженні ці деформації суттєво зростали і різниця між ними та деформаціями в поздовжньому й поперечному напрямках значно збільшувалась. Максимальне значення деформацій розтягу робочої арматури в діагональному напрямі варіювалось в межах $160 \cdot 10^{-5}$ ($0,6\varepsilon_{s0}$) – $181 \cdot 10^{-5}$ ($0,6\varepsilon_{s0}$), де $\varepsilon_{s0} = \sigma_y / E_s = 610 / 210000 = 290 \cdot 10^{-5}$ – деформації арматури на межі текучості).

Аналізуючи поля розподілу деформацій бетону (рис. 2, б), можна дійти висновку, що з поступовим наближенням до монтажного отвору значення фібрових деформацій бетону стиснутої зони плити суттєво зростають. Максимальні значення деформацій стиску бетону варіювали у межах від $52 \cdot 10^{-5}$ ($0,1\varepsilon_{cu1}$) до $110 \cdot 10^{-5}$ ($0,3\varepsilon_{cu1}$), де $\varepsilon_{cu1} = 350 \cdot 10^{-5}$ – граничні значення деформацій бетону класу С25/30 за [2]. Порівнюючи графіки деформацій стиснутого бетону та розтягнутої арматури, слід відмітити, що в бетоні розподіл деформацій в різних напрямках плити не має суттєвої різниці на відміну від арматури, в якій деформації в діагональному напрямі суттєво більші порівняно з деформаціями вздовж та впоперек плити.

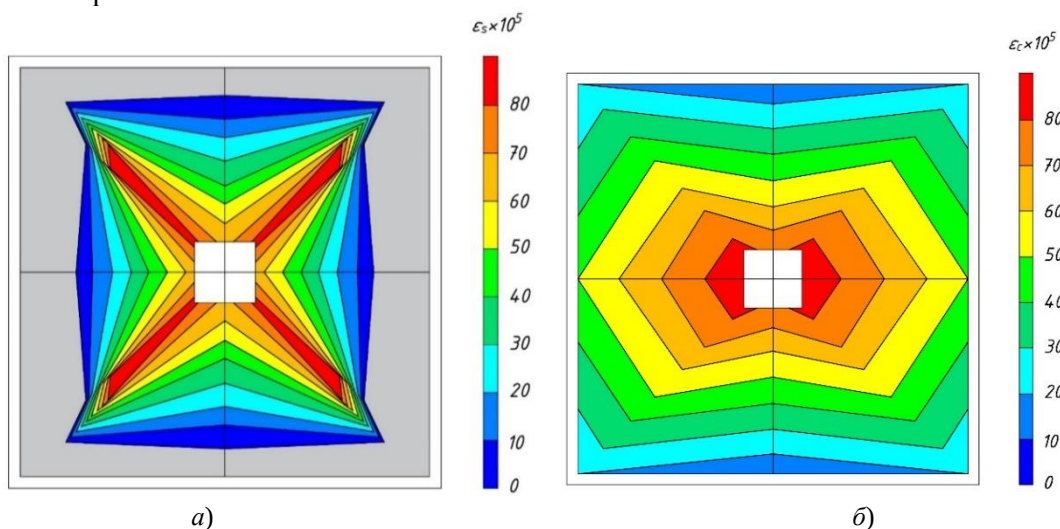


Рис. 2. Експериментальні ізополя деформацій надколонної плити ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0,55F_{Rd}$): а) – робочої розтягнутої арматури; б) – стиснутого бетону

На рисунку 2 проілюстровано, що надколонні плити ПН-2 при роботі у складі перекриття мають найбільші значення деформацій розтягнутої арматури в діагональних напрямках. В момент руйнування вздовж діагоналей плити утворюватимуться лінійні пластичні шарніри, котрі характеризуються досягненням межі текучості в розтягнутій арматурі. Явище текучості, котре розпочалось в найбільш напружених місцях плити – навколо монтажного отвору – при збільшенні навантаження розповсюджуватиметься на всю арматуру вздовж її діагоналей, утворюючи лінії вздовж яких згинальний момент досягає граничного значення. При цьому плита членується на окремі диски, з'єднані між собою діагональними пластичними шарнірами, що відповідає прийнятій схемі зламу надколонної плити [1] при її розрахунку за кінематичним способом методу граничної рівноваги.

Список використаних джерел

1. Гарькава О. В. Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів : монографія. Житомир : Видавничий дім «Бук-Друк». 2024. 302 с.
2. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. Київ : Укрархбудінформ, 2012. 312 с.

МЕТОДОЛОГІЯ ВИЗНАЧЕННЯ ЖОРСТКОСТІ ТА ПРОГИНІВ НА ОСНОВІ ЛІНЕАРИЗОВАНИХ ПАРАМЕТРІВ

Кухнюк О. М., к.т.н., доц.,

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

Прогнозування жорсткості та прогинів залізобетонних конструкцій є одним із найскладніших завдань при дослідженні механіки руйнування залізобетонних конструкцій. Складність цього завдання полягає в неоднорідності композитного матеріалу, нелінійними властивостями бетону та арматури, а також впливом тріщиноутворення на поведінку конструкцій.

Для визначення напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій застосовуються різноманітні гіпотези, більшість з них мають нелінійний характер, які вдосконалюються проте потребують складного математичного апарату.

В той же час, для вирішення практичних завдань, особливо при експлуатаційних навантаженнях, для експрес-оцінки стану конструкцій на стадії реконструкції необхідний простий і в той же час надійний інструмент.

Саме тому пропонується лінеаризований підхід в оцінці прогинів залізобетонних елементів з урахуванням геометрії перерізів і характеристик армування, який ґрунтується на емпіричних залежностях, отриманих з аналізу гістерезисних кривих «навантаження – прогин».

Методологічна база:

Для отримання апроксимаційних залежностей використано результати експериментальних досліджень [1], які охоплюють балки з різними геометричними характеристиками перерізів і схемами армування. Було встановлено, що гістерезисні криві деформацій мають подібну форму, що дозволяє застосувати метод лінеаризації для побудови моделі.

За основу пропонується методика встановлення градувальних залежностей та оцінки їх похибок, що описана в [3; 4] і була використана методика [6]. Це забезпечило обґрунтоване математичне наближення розрахункових залежностей для подальших інженерних розрахунків.

Розрахункова модель:

Запропонована лінеаризована залежність прогинів f від прикладеного зусилля P має вигляд:

$$P = P_0 + k \cdot f, \quad (1)$$

де початкове значення P_0 обчислюємо за формулою:

$$P_0 = \bar{P}_e - k \cdot \bar{f}_e \quad (2)$$

Коефіцієнт рівняння k знаходимо за формулою:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^N (f_{ei} - \bar{f}_e)(P_{ei} - \bar{P}_e)}{\sum_{i=1}^N (f_{ei} - \bar{f}_e)^2}, \quad (3)$$

де $\bar{P}_e$ та $\bar{f}_e$ – середні значення експериментальних рівнів навантаження і відповідних значень прогинів розраховують за формулами:

$$\bar{P}_e = \frac{\sum_{i=1}^N P_{ei}}{N}, \quad (4)$$

$$\bar{f}_e = \frac{\sum_{i=1}^N f_{ei}}{N}, \quad (5)$$

де P_{ei} та f_{ei} – відповідно експериментальні значення прикладеного зусилля та відповідних прогинів;

N – число проведених досліджень, що використані для побудови залежності.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

Геометрія та параметри дослідження:

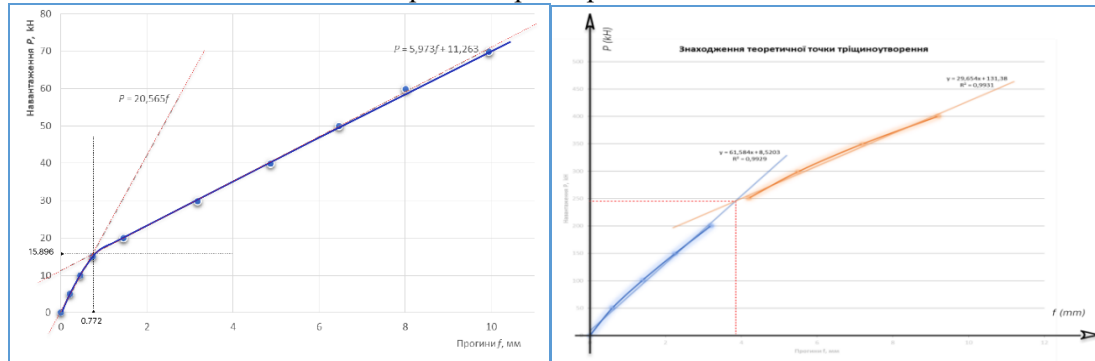


Рисунок. Лінійна інтерпретація гістерезисних кривих прогинів балки в умовах чистого згину та під зосередженим навантаженням

Основні результати:

- Наведені результати та їх статистична обробка підтверджують надійність наведеного математичного апарату для опису прогинів прямолінійними ділянками, з врахуванням зміни жорсткості залізобетонних елементів до та після розвитку тріщин.
- Прогини в межах допустимих згідно з нормами (ДБН В.2.6-98).
- Градувальні лінійні залежності мають мінімальні похибки апроксимації (не більше 6–8%).

Висновки:

1. Запропонована лінеаризована модель прогнозування прогинів, базується на апроксимації експериментальних даних та дозволяє визначати прогини в ЗБ елементах без складного чисельного аналізу.
2. Перевірка моделі напружено-деформованого стану виконувалась статистичними методами аналізу та показала достатню точність та надійність математичного апарату.
3. Надалі доцільним є поглиблення моделі з урахуванням повзучості бетону, тріщиноутворення та інших нелінійних ефектів.

Список використаних джерел

1. Dr.Haider K. Ammash Muthana H. Muhaisin. Advanced model for the effective moment of inertia taking into account shear deformations effect. *Al-Qadisiyah Journal for Engineering Sciences*. 2009. Вип. 2. № 2. P. 108–128.
2. Kim S.-W., Kim K.-H. Prediction of Deflection of Reinforced Concrete Beams Considering Shear Effect. *Materials*. 2021. Vol. 14. № 21. P. 6684.
3. Кухнюк О. М. Апроксимація прогинів згинальних залізобетонних елементів під дією зосередженого навантаження. *Вісник НУВІП. Технічні науки*. 2023. Вип. 2(102). С. 201–213.
4. Кухнюк О. М. Апроксимація прогинів згинальних залізобетонних елементів в умовах чистого згину. *Вісник НУВІП. Технічні науки*. 2023. Вип. 4(104). С. 44–56.
5. K.A. Patel et al. Explicit expression for effective moment of inertia of RC beams Latin American. *Journal of Solids and Structures*. 2015. Vol. 12. P. 542–560.
6. ДСТУ Б.В.2.7 - 214: 2009. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 43 с.



УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЯКІ ПІДСИЛЕНІ ШЛЯХОМ НАРОЩУВАННЯ ПЕРЕРІЗУ ОДНОЧАСНО В СТИСНУТІЙ ТА РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНАХ

Азізова А. Г., Овсій О. М., Овсій Д. М., Ph.D

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

Згідно положень п. 6.4.2.3 діючих норм ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [1] підсилення залізобетонних балкових прогінних елементів виконується шляхом збільшення перерізу за допомогою улаштування в стисненій, розтягнутій зонах і з боків в зоні зрізу залізобетонного шару нарощування, або залізобетонної «сорочки», які армують поздовжніми і похилими стержнями у вигляді відгинів чи напружених шпренгельних затяжок з додатковим установленням сталевих елементів із прокатних профілів у стиснутій (розтягнутій) зоні при недостатній їх несучій здатності чи послабленні.

Науковцями в роботах [2–5] був проведений детальний аналіз існуючих наукових досліджень з підсилення залізобетонних балок шляхом нарощування їх перерізу одним із способів при бетонуванні однієї, двох чи трьох бічних граней (див. рис. 1), тобто: тільки нижньої грані (розтягнутої зони перерізу) (рис. 1, б) чи верхньої грані (стиснутої зони перерізу) (рис. 1, а); тільки бокових граней (рис. 1, в); тільки бокових і нижньої граней (рис. 1, г). В результаті аналізу проведених наукових досліджень [2–5] науковцями були обґрунтовані висновки щодо факторів впливу на міцність і тріщиностійкість залізобетонних балкових елементів, підсилених шляхом нарощування різними способами їх перерізу, а саме:

- різні способи (конфігурації) з підсилення (модернізації) перерізів мають значний вплив на момент тріщиностійкості елементів порівняно з максимальним моментом у випадку їх зміцнення на вигин;
- співвідношення відстані від опори до зосередженого навантаження (a) і ефективної висоти перерізу елементу (d) (прогону зсуву $\lambda=a/d$) та товщина шару нарощування їх перерізу (додаткового підсилення шляхом бетонування) (Δd) мають значний вплив на їх міцність на зсув та характер їх руйнування;
- різні методи зчеплення між шаром підсилення і перерізом елемента мають незначний вплив на їх міцність при зсуві, але позитивно впливають на їх міцність при згині;
- тристороннє підсилення перерізу елемента в порівнянні з іншими способами має вищий діапазон приросту міцності на вигин (максимум приросту міцності 81%–120%; підвищення тріщиностійкості на 300%–500%), так і на зсув (максимум приросту міцності 51%–80%; підвищення тріщиностійкості на 121%–180%).

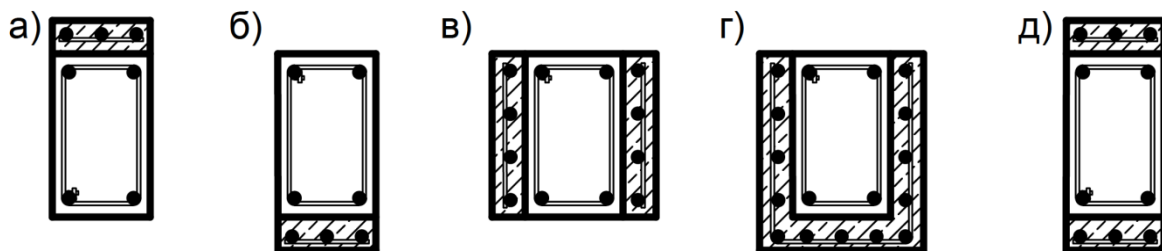


Рис. 1. Способи підсилення перерізу балкового залізобетонного елемента шляхом нарощування його перерізу додатковим шаром збоку однієї, двох чи трьох його граней: а) тільки збоку верхньої грані (стисненої зони перерізу); б) тільки збоку нижньої грані (розтягнутої зони перерізу); в) тільки збоку бічних граней перерізу; г) одночасно збоку трьох граней перерізу: нижньої і двох бічних; д) одночасно відносно верхньої і нижньої граней перерізу (в стиснутій і розтягнутій зонах)

З огляду літератури [2-5] було встановлено, що при наявності чисельних наукових робіт одночасному підсиленню залізобетонних балкових елементів шляхом нарощування їх перерізів у нижній і верхній зонах (див. рис. 1, д) присвячено недостатня кількість досліджень. Тому для широкого запровадження в практику проектування способу підсиленню залізобетонних балкових елементів шляхом одночасного нарощування перерізів в стисненій і розтягнутій зонах необхідно розробити методику їх розрахунку з визначення ефективних параметрів оптимального армування (величин коефіцієнтів армування перерізів елемента при згині і зрізі) і товщини шару нарощування (Δd) залежно від висоти перерізу елемента (d), його прогону (L) і існуючих величин армування залізобетонного балкового елемента, що підсилюється, на згин і зріз.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

Розрахунок і проектування конструктивних компонентів (елементів) підсилення залізобетонних балкових елементів шляхом нарощування їх перерізів у нижній і верхній зонах виконуємо за граничними станами І-ої і ІІ-ої груп згідно вимог п. 2.2 норм ДБН В.2.6-98:2009 [6] та п. 5.3 ДБН В.2.6-160:2010 [7] в такій послідовності:

- визначення величин розрахункових навантажень; прийняття узагальненої розрахункової схеми та формування приведеного комбінованого розрахункового перерізу напружено-деформованого стану залізобетонного балкового елементу, що підсилюється, при забезпеченні умов міцності на згин; визначення внутрішніх зусиль в розрахункових комбінованих перерізах залізобетонного балкового елементу, що підсилюється;
- визначення площі перерізів додаткового армування в нижній розтягнутій та верхній стисненій зонах комбінованого перерізу залізобетонного балкового елементу, що підсилюється, при визначеній товщині (d) додаткового залізобетонного шару їх на бетонування за умови забезпечення міцності на згин в розрахункових їх перерізах при дії згинального моменту;
- визначення зусилля зсуву між верхньою площиною залізобетонного балкового елементу і нижньою площиною додаткового залізобетонного шару на бетонування залежно від випадку напружено-деформованого стану в його розрахунковому комбінованому перерізі при згині;
- визначення площі перерізів елементів армування плитних ділянок між балковими елементами, що підсилюються, в залізобетонних монолітних балкових перекриттях чи перекриттях із збірних ребристих плит; порівняння площ армування в верхній зоні комбінованого перерізу у поздовжньому напрямку балкового елементу;
- конструювання компонентів (елементів) комбінованого перерізу залізобетонних балкових елементів, що підсилюються, залежно від прийнятої конструктивної схеми: армування поздовжніми, вертикальними і похилими стержнями у вигляді відгинів чи шпренгельних затяжок;
- перевірка дотриманні вимог міцності на згин в розрахункових комбінованих перерізах залізобетонних балкових елементів, що підсилюються;
- перевірка дотриманні вимог міцності на зріз в розрахункових перерізах залізобетонних балкових елементів, що підсилюються, та визначення площі перерізів елементів додаткового їх армування на приопорних ділянках у разі недостатньої їх несучої здатності;
- розрахунок величин прогину (куту повороту, переміщення чи коливання) залізобетонного балкового елементу (конструкції) при дії повних навантажень; перевірка дотримання граничної умови, при якій попередньо перераховані величини не повинні перевищувати гранично допустимих значень, які встановлені залежно від виду його конструктивної схеми за відповідною нормативною ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [8] та (або) технічною документацією.

Список використаних джерел

1. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. 72 с.
2. Ahmed F. B.; Biswas R. K.; Sen D.; Tasnim S. Flexural and Shear Strengthening of Reinforced-Concrete Beams with Ultra-High-Performance Concrete (UHPC). *Constr. Mater.* 2024. Vol. 4. P. 468–492. URL: <https://doi.org/10.3390/constrmater4020025>. (дата звернення: 19.04.2025).
3. Zhu Y.; Zhang Y.; Hussein H. H.; Chen G. Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams or Slabs Using Ultra-High Performance Concrete (UHPC): A State of the Art Review. *Eng. Struct.* 2020. Vol. 205. P. 110035. URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110035>
4. Abbas H. M., Kadhim M. M. Review of Behavior Flexural Strengthened RC Beams Using Ultra-High Performance Concrete. *Salud, Ciencia y Tecnología - Serie de Conferencias*. 2024. Jan. 1 (cited 2025 Mar. 7). Vol. 3. P. 854. URL : <https://conferencias.ageditor.ar/index.php/sctconf/article/view/918>. (дата звернення: 19.04.2025).
5. Mand K. A., Ali F. H., Yaman S. S. A. Flexural and shear strengthening of reinforced concrete beams using FRP composites: a state of the art. *Case Studies in Construction Materials*. 2022. Vol. 17. Pp. e01189. URL: doi: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01189>. (дата звернення: 19.04.2025).
6. ДБН В.2.6-98:2009 зі Зміною № 1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2020. 71 с.
7. ДБН В.2.6-160:2010 зі Зміною № 1. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2020. 60 с.
8. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Київ : Мінрегіонбуд України. 2006. 15 с.

ВПЛИВ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ І ДОВАНТАЖЕНЬ НА ДЕФОРМАЦІЇ АРМАТУРИ І БЕТОНУ В ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКАХ

Савицький В. В., к.т.н., доц., Савицька О. В., к.е.н., доц.

Національний 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 (пролітних мостових конструкцій, естакад, резервуарів, газгольдерів, силосних корпусів і градирень великого діаметру), в склепінчастих і купольних ребристих перекриттях при великих навантаженнях, в підземних спорудах, а також як багатопрольотні 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 короточасні [2].

З огляду на вищенаведене, поставлена така мета роботи: встановити особливості роботи збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних балок при дії повторних навантажень.

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. Балка спочатку бетонувалась в прольотах, потім випуски арматури зварювались за допомогою накладок і стик шириною 6 см замонолічувався (після зміцнення на протязі 28 діб основного бетону). Ширина середньої опори становила 15 см.

Для балок другої серії зі стиком в точках нульових моментів 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, які дали змогу в процесі випробувань вимірювати опорні реакції. 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, яке визначалося шляхом випробовування балок 1Б-1, 2Б-1. Рівень відносного навантаження був вибраний таким, щоб як найближче імітував дію навантаження в процесі реальної експлуатації балок. Навантаження й розвантаження в циклах здійснювали ступенями. На балки 1Б-2, 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 знижувався до експлуатаційного, щоб виявити відмінності в роботі елементів до і після перевантажень. В процесі випробовування балок вимірювались деформації бетону й арматури, прогини балок, можливе переміщення опор.

Деформації арматури вимірювали за допомогою тензометрів Гугенберґера на базі 20 мм з ціною поділок 0,001 мм та тензорезисторів на базі 20 мм, які наклеювали на стержні за допомогою клею БФ-2. Фіксування показників тензорезисторів здійснювалось за допомогою приладу СІИТ-3. Деформації бетону вимірювали індикаторами годинникового типу МИГ-1, МИГ-2 з ціною поділок 0,001 мм на базі 200 мм. Індикатори розташовували на бокових гранях балок на відстані 20 мм від горизонтальних граней. Деформації бетону по висоті перерізів балок вимірювали ланцюжками тензорезисторів, які мали базу 50 мм. Показники тензорезисторів на бетоні фіксували за допомогою вимірювального комплексу СІИТ-3. Всі балки були доведені до руйнування. За руйнівне приймали навантаження, коли над середньою опорою і під силами деформації арматури або бетону досягали максимальних значень.

В балці 1Б-1 величини деформацій опорної і пролітної арматури на перших ступенях навантаження змінювались практично прямо пропорційно значенням прикладеного навантаження. Але незначні відхилення від пружної роботи арматурної сталі все ж таки спостерігаються. Ці тенденції значно посилились на останніх ступенях навантаження, а на останніх трьох ступенях навантаження величини деформацій опорної арматури були меншими за відповідні значення для пролітної арматури. Бетон у стиснутій зоні пролітного перерізу на перших ступенях також працював пружно. У балці 1Б-2 величини деформацій опорної та пролітної арматури змінювались на першому циклі практично прямо пропорційно до навантаження. Такі ж закономірності справедливі і для зміни величин деформацій крайніх стиснутих волокон бетону в опорних і пролітних перерізах, але з більшим проявом пластичних властивостей матеріалу. На другому циклі спостерігалася така ж картина, але максимальні відносні деформації бетону були меншими, ніж на першому циклі внаслідок вибирання залишкових пластичних деформацій. На наступних циклах аж до руйнування спостерігались такі ж тенденції, тобто матеріали працювали практично пружно, що підтверджується також майже повною відсутністю залишкових деформацій при розвантаженні. Іншими словами, відбулася стабілізація значень деформацій. На останніх ступенях циклу навантаження до руйнування відбувалося зближення величин опорних та пролітних деформацій матеріалів і безпосередньо перед руйнуванням пролітні величини переважали відповідні опорні.

В балці 1Б-3 на циклі довантаження проявилися пластичні властивості бетону і зближення величини деформацій арматури, а при розвантаженні невеликі значення залишкових деформацій матеріалів. Але вже на наступному циклі довантаження відновлюється лінійна залежність між величиною деформацій та навантаженням, а при розвантаженні залишкові деформації матеріалів практично відсутні. Для балки 1Б-4 на циклі навантаження до попереднього рівня після довантаження величини деформацій не дуже відрізнялись від отриманих на циклах перед довантаженням, тобто довантаження несуттєво вплинуло на роботу балки при навантаженні.

Для балки 2Б-1 на перших ступенях залежність між величинами деформацій і навантажень була практично лінійною, опорні їх величини перевищували пролітні, а на останніх ступенях навантаження перед руйнуванням відбулося зближення цих значень. Зміна значень деформацій арматури і бетону в балці 2Б-2 на першому циклі навантаження була практично лінійно залежною від навантаження, опорні значення переважали пролітні, при розвантаженні спостерігались суттєві залишкові величини деформацій. На другому циклі навантаження максимальні величини деформацій зменшились несуттєво порівняно з першим циклом, при цьому залишкові величини деформацій різко зменшились. На наступних циклах навантаження ніяких змін в значеннях деформацій не відбулося, при цьому залишкові їх величини практично зменшились до нуля, тобто відбулася стабілізація. На останніх ступенях циклу навантаження до руйнування відбулося зближення значень опорних і пролітних деформацій матеріалів і безпосередньо в момент руйнування пролітні величини перевищували опорні. Більш яскраво проявились і пластичні властивості бетону. Для балки 2Б-3 на циклі довантаження спостерігалася зближення величин деформацій опорної та пролітної арматури, при цьому величини деформацій бетону змінювались, як і на попередніх циклах. Знову виникли залишкові деформації. На наступному циклі довантаження величини деформацій стабілізувались.

Для балки 2Б-4 при навантаженні до попереднього рівня після довантаження значення деформацій майже не змінились порівняно з циклом перед довантаженням.

Висновки.

1. При повторних навантаженнях рівня 60% від руйнівного на п'ятому-шостому циклах відбувається стабілізація значень деформацій матеріалів. 2. Повторні навантаження рівня 60% від руйнівного збільшують деформації арматури і бетону – на 10–15%. 3. Довантаження до рівня 80% від руйнівного збільшують деформації арматури і бетону – на 15–25%.

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 : Вид-во 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.

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

АНАЛІЗ ЗАЛЕЖНОСТЕЙ «НАПРУЖЕННЯ-ДЕФОРМАЦІЇ» НАВЕДЕНИХ В ДБН В.2.6-98:2009

Павліков А. М., д.т.н., проф., Філоненко О. І., д.т.н., проф., Юрченко І. О., аспірант,
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава, Україна

Актуальність змісту тез зумовлена необхідністю уточнення методичних підходів до використання нормативних положень у вигляді формул (3.4.) та (3.5) наведених в ДБН В.2.6-98:2009. Проаналізовано збіжність графіків побудованих відміченими залежностями. Для побудови графіків складені таблиці 1 та 2 для бетонів класу міцності С8/10–С30/35.

Таблиця 1

Результати розрахунків значення σ за (3.4)

Клас міцності бетону	Значення η						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
С8/10	0	1,7517	3,0185	3,9468	4,6294	5,1279	5,4849
С12/15	0	2,3424	4,0997	5,4249	6,422	7,1641	7,7041
С16/20	0	2,9996	5,3237	7,1232	8,5072	9,5563	10,332
С20/25	0	3,5725	6,4278	8,6973	10,482	11,862	12,899
С25/30	0	4,0211	7,3023	9,9578	12,08	13,743	15,008
С30/35	0	4,458	8,1558	11,193	13,651	15,601	17,101
Клас міцності бетону	Значення η						
	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3
С8/10	5,7311	5,8885	5,9739	6	5,9768	5,912	5,812
С12/15	8,0813	8,3252	8,4588	8,5	8,463	8,3594	8,1983
С16/20	10,881	11,24	11,438	11,5	11,444	11,286	11,039
С20/25	13,644	14,137	14,413	14,5	14,42	14,194	13,838
С25/30	15,928	16,543	16,89	17	16,898	16,607	16,146
С30/35	18,2	18,943	19,366	19,5	19,374	19,013	18,437

Таблиця 2

Результати розрахунків значення σ за (3.5)

Клас міцності бетону	Значення η						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
1	2	3	4	5	6	7	8
С8/10	0	1,8767	3,2559	4,2431	4,9278	5,3851	5,6762
С12/15	0	2,4843	4,3569	5,7394	6,7358	7,4332	7,9036
С16/20	0	3,1397	5,5707	7,4218	8,8037	9,8105	10,52
С20/25	0	3,7404	6,7062	9,0229	10,8	12,132	13,099
С25/30	0	4,2109	7,6103	10,315	12,427	14,039	15,23
С30/35	0	4,6587	8,4817	11,572	14,022	15,919	17,34
Клас міцності бетону	Значення η						
	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3
1	2	3	4	5	6	7	8
С8/10	5,8502	5,945	5,9885	6	5,9911	5,967	5,9281
С12/15	8,2052	8,3836	8,4734	8,4992	8,477	8,416	8,3195
С16/20	10,998	11,296	11,453	11,5	11,458	11,343	11,161
С20/25	13,769	14,197	14,429	14,5	14,437	14,26	13,983
С25/30	16,067	16,611	16,908	17	16,918	16,685	16,319
С30/35	18,353	19,017	19,386	19,5	19,396	19,098	18,623

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

Результати досліджень. Для розглянутих класів бетону обидві залежності дають практично ідентичні результати. Максимальні розбіжності між графіками отриманими за двома залежностями не перевищують 7–8%. З точки зору конструктивного проектування такі відхилення несуттєві.

Висновки. Для практики проектування залізобетонних конструкцій обидві аналітичні залежності дають практично еквівалентні результати.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2011. 64 с.
2. Зміна № 1 до ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2020. 8 с.
3. Павліков А. М., Бойко О. В. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009) : навч. посіб. / за ред. А. М. Павлікова. Полтава : ПолтНТУ, 2012. 85 с.



Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

МІЦНІСТЬ НА СТИСК ЗРАЗКІВ ЗІ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ ЗА ДІЇ АГРЕСИВНОГО СЕРЕДОВИЩА

Поліщук О. М., аспірант, Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доц.

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

У зв'язку з тим, що цемент є ключовим компонентом у виробництві бетонних і залізобетонних конструкцій, його корозійна стійкість значною мірою визначає довговічність конструкцій та матеріалів на його основі. Найчастіше зустрічаються такі форми хімічної агресії бетонних конструкцій як вилугування цементу, дія сульфатів, природних вод з низьким вмістом кислот, і т.п. Агресивний вплив на бетон залежить від типу хімічних речовин, що на нього діють, і визначається кількома з таких факторів:

1. агресивними ферментами та реагентами, що утворюються при безпосередньому контакті з бетоном або внаслідок бактеріологічного впливу;
2. агресивними хімічними рідинами, а також речовинами, що накопичуються в конструкції або впливають на її структуру;
3. агресивними сполуками, присутніми в навколишньому середовищі;
4. агресивними компонентами у ґрунтових водах або самому ґрунті.

Для підвищення вмісту залученого повітря в цементобетонних сумішах, зменшення їх розшарування, зниження усадки дорожнього цементобетону, а також для покращення тріщиностійкості, ударної стійкості, міцності на розтяг при згині та стиску, морозостійкості й корозійної стійкості, до складу дорожніх цементобетонів додають фібру.

Варто зазначити, що в дорожньому будівництві саме проникність і щільність бетону впливають на його довговічність навіть більше, ніж тип використаного цементу. Одним із методів захисту бетону від корозії є додавання фібри до суміші. Сучасні технології захисту бетону дозволяють підвищити стійкість руйнуванню цементного каменю навіть за умов впливу комплексу негативних факторів зовнішнього середовища.

Корозійну стійкість сталевібробетону визначали на кубічних зразках розміром $10 \times 10 \times 10$ мм, оцінюючи зміну їхньої міцності на стиск після 28 днів твердіння в нормальних умовах і подальшого впливу агресивного середовища.

Цей метод дозволяє не лише кількісно оцінити зміну міцності, а й візуально спостерігати процес корозійного розтріскування зразків. У поєднанні з випробуваннями на міцність він дає змогу більш точно характеризувати поведінку бетону в агресивних умовах.

Дослідження проводили в середовищах, що імітують різні види корозії:

- 5% розчин HCl (кислотна корозія),
- 5% розчин $MgCl_2$ (магнієва корозія),
- 5% розчин Na_2SO_4 (сульфатна корозія).

Вплив агресивного середовища посилюється, коли конструкції зазнають навантаження.

Основним критерієм оцінки корозійної стійкості бетону є зміна його міцності на стиск.

За результатами випробувань на стиск зразків, що перебували в агресивному середовищі та у воді, визначали коефіцієнти корозійної стійкості. Отримані результати наведені в таблиці.

Таблиця

Коефіцієнти корозійної стійкості сталевібробетону та бетону

Точка матриці	Агресивне середовище	Тривалість впливу, місяць					
		1	2	3	4	5	6
Склад бетонної суміші 1*, СФБ=2,0 kg/m ³	HCl	1,0	0,86	0,76	0,68	0,64	0,54
	MgCl ₂	1,0	0,98	0,92	0,86	0,84	0,82
	Na ₂ SO ₄	1,0	0,96	0,88	0,84	0,78	0,78
Склад бетонної суміші 2**, СФБ=0 kg/m ³	HCl	0,9	0,80	0,74	0,64	0,62	0,52
	MgCl ₂	0,98	0,94	0,86	0,84	0,78	0,74
	Na ₂ SO ₄	0,98	0,92	0,84	0,81	0,76	0,72

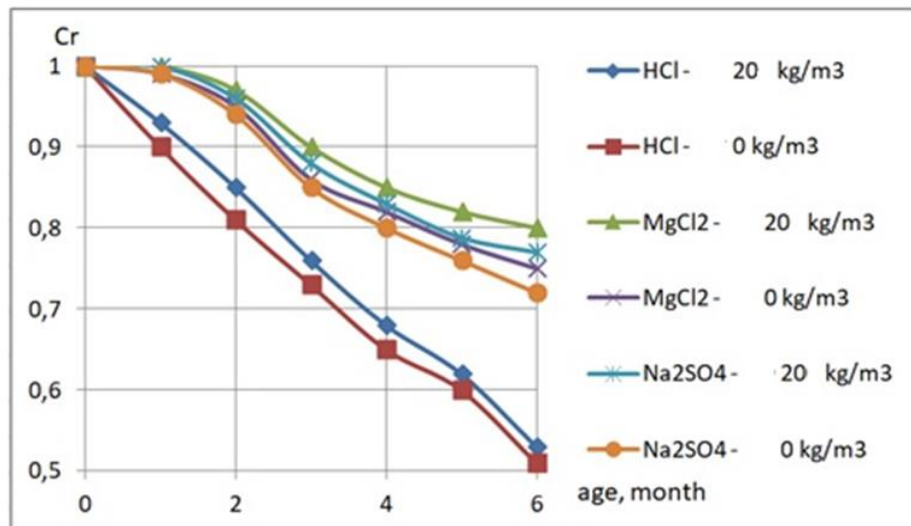


Рисунок. Коефіцієнти корозійної стійкості сталевібробетону

Сталевібробетон демонструє вищу корозійну стійкість до різних агресивних середовищ, зокрема кислот, у порівнянні з бетоном без фібри. Експериментальні результати показали, що додавання фібри підвищує корозійну стійкість бетону. Зокрема, після 90 днів експозиції в магнієвому середовищі коефіцієнт корозійної стійкості для бетону без фібри становив 0,76, тоді як для сталевібробетону – 0,8. При витримці зразків у 5% розчині Na_2SO_4 коефіцієнт корозійної стійкості бетону зі сталевіброю перевищував 0,76, тоді як для бетону без фібри спостерігалось його зниження до 0,72. В обох випадках на поверхні бетону з'являлися висоли. Водночас у розчині соляної кислоти руйнування зразків було більш інтенсивним: коефіцієнт корозійної стійкості зменшився до 0,54 для сталевібробетону та до 0,5 для бетону без фібри. Додавання фібри до бетонної суміші сприяє підвищенню корозійної стійкості бетону завдяки збільшенню тріщиностійкості та зменшенню усадки.

Це пояснюється тим, що фібра збільшує зону контакту між цементним каменем, фіброю та заповнювачем, підвищуючи щільність цементного каменю, завдяки силам зчеплення фібри зв'язують бетонну матрицю і гальмують розвиток в ній мікротріщин. Завдяки цьому сповільнюється проникнення агресивних речовин у глибину зразків. Такий бетон доцільно використовувати для дорожніх об'єктів, що зазнають впливу агресивного середовища, а також для будівельних конструкцій із підвищеними вимогами до міцності та довговічності.

Список використаних джерел

- Дворкін Л. Й. Стійкість бетону до температурно-вологісних впливів : навч. посіб. Київ : Каравела, 2023. 180 с.
- ДСТУ Б В.2.6-145:2010. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги. Київ : Мінрегіонбуд України. 2010. 77 с.
- ДСТУ 8858:2019. Суміші цементобетонні дорожні та цементобетон дорожній. Технічні умови. Київ : ДП «УкрНДНЦ». 2019. 16 с.
- ГБН В.2.3-3764198-557:2016. Автомобільні дороги. Дорожній одяг жорсткий. Проектування. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. 70 с.
- Дворкін Л. Й., Бордюженко О. М., Ковальчук Т. В. Ефективність дисперсного армування високоміцного дрібнозернистого бетону. *Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті* : матеріали VI Міжнародної науково-технічної конференції. Харків, 2017. С. 81–83.
- Бану С. В., Сєдов А. В. Причини раннього ушкодження бетонних і залізобетонних мостів. *Секція. Будівництво та експлуатація автомобільних доріг* : зб. наук. праць 86-ї міжнародної наукової конференції студентів університету (9–10 квітня 2024 року). Харків : ХНАДУ, 2024. С. 21–24.
- Толмачов С. М., Токар А. А. Матеріали та технології для будівництва, ремонту та відновлення бетонних покриттів. *Органічні і мінеральні в'язучі та дорожні бетони на їх основі* : зб. тез доповідей Міжнародної науково-технічної конференції, 8–9 листопада 2022 р. Харків : ФОП Бровін О.В., 2022. С. 160–164.

ПОРІВНЯННЯ РОЗРАХУНКІВ ПЛОЩІ ПЕРЕРІЗУ ПОЗДОВЖНЬОЇ АРМАТУРИ У ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТАХ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ ЗА ЧИННИМИ ТА ПОПЕРЕДНІМИ НОРМАМИ ПРОЕКТУВАННЯ

Савицький В. В., к.т.н., доц.

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

Залізобетонні згинальні елементи таврового профілю широко використовуються в будівлях і спорудах. У зв'язку з введенням в дію нових будівельних норм постала необхідність розробити сучасні методики розрахунку таких елементів на основі деформаційної моделі, враховуючи два випадки можливого розташування нейтральної лінії в поперечному перерізі, і визначити ефективність прийнятих методик на основі порівняння з результатами розрахунку за попередніми нормативними документами.

Розробниками нині діючих нормативних документів [1; 2] запропоновано розраховувати згинальні елементи на основі деформаційної моделі з використанням повної або спрощеної діаграми деформування бетону, зокрема для елементів таврового та двотаврового профілю розглядаються чотири випадки розташування нейтральної лінії в поперечному перерізі елемента. Авторами [3; 4] запропоновано практичний метод розрахунку згинальних елементів прямокутного профілю, при цьому розрахунок виконується методом послідовних наближень відносно висоти стиснутої зони перерізу, задаючись деформацією крайнього стиснутого волокна бетону, яка відповідає максимальній несучій здатності елемента.

Поставлено задачу розрахувати площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури в елементі таврового перерізу згідно нових норм та порівняти результати розрахунку з отриманими за попереднім нормативним документом.

Вихідні дані: $M_{Ed} = 200 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $b_w = 20 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$, $b_{eff} = 15 \text{ см}$, $h_{eff} = 15 \text{ см}$, клас бетону C12/15, клас арматури A500C, $a_{s2} = 5 \text{ см}$, $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{c1} = 158 \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{cu1} = 158 \cdot 10^{-5}$ (табл. 3.1 [1]); $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ (табл. 3.4 [2]), $\gamma_s = 1,15$ (табл. 2.1 [1]); за формулою 3.15 [2] $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434,8 \text{ МПа}$. $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ (табл. 3.4 [2]), за формулою 3.16 [2] $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 217,4 \cdot 10^{-5}$. $\varepsilon_{ud} = 0,02$ (табл. 3.4 [2]). $d = h - a_{s2}$, $d = 55 \text{ см}$.

За методикою Бабича В.С. – Савицького В.В. приймаємо максимальне значення коефіцієнта повноти епюри напружень в стиснутому бетоні $\omega_{max} = 0,8418$ для даного класу бетону (табл. Б.2 [4]); тут величина ω визначена за формулою 20 [4]:

$\omega_{max} = 0,8418$ для даного класу бетону (табл. Б.2 [3]); ω визначена за формулою 20 [3]:

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

Коефіцієнт відношення відносної деформації бетону, яка відповідає ω_{max} , до відносної деформації бетону при максимальному навантаженні $\gamma = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} = 1,81$ (табл. Б.2 [3]); звідси

$$\varepsilon_c = \gamma \cdot \varepsilon_{c1}, \quad (2)$$

$\varepsilon_c = 286,0 \cdot 10^{-5}$. Коефіцієнт відносної несучої здатності нормального перерізу по стиснутій зоні бетону, який відповідає ω_{max} ,

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

Для визначення положення нейтральної лінії знаходимо несучу здатність поперечного перерізу елемента за умови, що нейтральна лінія проходить на межі полиці і стінки (ребра) перерізу таврового елемента. Момент від зусилля в стиснутому бетоні визначаємо за формулою:

$$M_c = f_{cd} \cdot \beta \cdot (b_w + 2b_{eff}) \cdot h_{eff}^2, \quad (4)$$

$M_c = 44,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Згідно гіпотези плоских перерізів

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_c \cdot (d - h_{eff}) / h_{eff}, \quad (5)$$

$\varepsilon_{s2} = 762,6 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{ud} = 0,02$, але $\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} = 217,4 \cdot 10^{-5}$, тому за дволінійною діаграмою деформування (рис. 3.1 [2]) $\sigma_{s2} = f_{yd} = 434,8 \text{ МПа}$.

$$A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot (b_w + 2b_{eff}) \cdot h_{eff} \cdot \omega_{max}}{\sigma_{s2}}, \quad (6)$$

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

$A_{s2} = 12,3 \text{ см}^2$. Тоді момент від внутрішнього зусилля

$$M_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (d - h_{\text{eff}}), \quad (7)$$

$M_{s2} = 214,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Сумарний момент від внутрішніх зусиль

$$M_S = M_c + M_{s2}, \quad (8)$$

$M_S = 259,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$, що перевищує $M_{Ed} = 200 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тому нейтральна лінія проходить в полиці і в подальшому розрахунку поперечний переріз елемента розглядаємо як прямокутний шириною $b_w + 2b_{\text{eff}}$.

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. Попередньо прийнявши величину висоти стиснутої зони бетону на рівні $z = 0,5 \cdot d = 11,19 \text{ см}$; за гіпотезою плоских перерізів

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_c \cdot (d - z) / z, \quad (9)$$

$\varepsilon_{s2} = 1120,3 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{ud} = 0,02$, але більше, ніж $\varepsilon_{yd} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. Тому за дволінійною діаграмою деформування арматури $\sigma_{s2} = f_{yd} = 434,8 \text{ МПа}$.

$$A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot (b_w + 2b_{\text{eff}}) \cdot z \cdot \omega_{\text{max}}}{\sigma_{s2}}, \quad (10)$$

$A_{s2} = 9,20 \text{ см}^2$. Момент від внутрішнього зусилля у стиснутому бетоні:

$$M_c = f_{cd} \cdot \beta \cdot (b_w + 2b_{\text{eff}}) \cdot z^2, \quad (11)$$

$M_c = 24,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Момент від внутрішнього зусилля в розтягнутій арматурі:

$$M_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (d - z), \quad (12)$$

$M_{s2} = 175,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Тоді $M_S = 200,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$, а $M_S / M_{Ed} = 1$.

Порівняємо отримані результати розрахунку з результатами за попередніми нормами проектування. Вихідні дані для розрахунку приймемо такими ж: $M = 200 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $b = 20 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$, $b_f' = 50 \text{ см}$, $h_f' = 15 \text{ см}$, клас бетону В15, клас арматури АІІІв, $a = 5 \text{ см}$. $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_s = 434,8 \text{ МПа}$; $h_0 = h - a$, $h_0 = 55 \text{ см}$. $M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5h_f')$, $M_f = 302,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, що перевищує M на $102,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тобто границя стиснутої зони бетону проходить в полиці і розрахунковий поперечний переріз приймаємо прямокутним шириною $b_f' \cdot \alpha = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2}$, $\alpha = 0,156$; $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}$,

$\xi = 0,170$; $\omega = 0,85 - 0,008R_b$, $\omega = 0,782$; $\sigma_{sR} = R_s = 435 \text{ МПа}$; $\sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа}$ (при $\gamma_{b2} = 1$);

тоді $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$, $\xi_R = 0,595 > \xi = 0,170$, отже, подвійне армування не потрібне. $\eta = 1 - 0,5\xi$,

$\eta = 0,915$. $A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0}$, $A_s = 9,14 \text{ см}^2$. Розходження в результатах порівняно з попереднім розрахунком складає $0,7\%$.

Список використаних джерел

- ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
- 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.
- Бабиш Є. М., Бабиш В. Є., Савицький В. В. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі. Рівне : НУВГП, 2005. 38 с.
- Бабиш В. Є., Савицький В. В. Методичні рекомендації до розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів. Рівне : НУВГП, 2012. 28 с.

РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ НА ВПЛИВ ПОВІТРЯНОЇ УДАРНОЇ ХВИЛІ

Барабаш М.С., д.т.н., проф., Ромашкіна М. А., к.т.н.
ТОВ «ЛІРА САПР», м. Київ, Україна

Розрахунок впливу повітряної ударної хвилі на будівлі є надзвичайно важливим для нашої країни, яка перебуває в умовах воєнних дій. Такий розрахунок дозволяє виявити вразливі ділянки конструкцій і вжити заходів щодо їхнього підсилення. Це може врятувати життя людей і зменшити ризики пошкоджень споруд. Однією з ключових задач загальної проблеми вибухонебезпеки є визначення навантажень на будівельні та вибухостійкі конструкції. Оскільки вибухові процеси мають нестационарний характер, важливо враховувати їхні динамічні особливості. Зокрема, складну ударно-хвильову взаємодію повітряної ударної хвилі як одного з основних руйнівних чинників для будівельних конструкцій. Складність цього завдання вимагає застосування сучасних розрахункових методів і нових підходів до визначення силових імпульсів, що передаються конструкціям внаслідок дії повітряної ударної хвилі.

Повітряна ударна хвиля, що утворюється внаслідок вибуху, залежно від типу (наземний чи повітряний), має свої особливості поширення. При повітряному вибуху ударна хвиля поширюється сферично від епіцентру вибуху, а в наземному вибуху хвиля відбивається від поверхні землі, утворюючи підсилений фронт — так звану відбиту хвилю, яка може мати більшу амплітуду тиску порівняно з первинною хвилею. З моменту прибуття фронту ударної хвилі до конструкції тиск різко зростає до максимального значення P_f . Після цього тиск поступово знижується до атмосферного рівня P_0 , а при деяких сценаріях може падати й нижче атмосферного, утворюючи фазу розрідження.

У програмних комплексах LIRA-FEM та LIRA-CAD розроблено спеціальні алгоритми, що автоматизують розрахунок інтенсивності вибухового навантаження та його прикладання до елементів конструкцій. Розрахунок надлишкового тиску виконується відповідно до вимог UFC 3-340-02: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions [1,2]. Методика базується на визначенні масштабованої відстані, з урахуванням маси вибухової речовини у тротиловому еквіваленті та відстані від епіцентру вибуху до об'єкта. В LIRA-CAD цей алгоритм інтегрований у систему «Генератор», що працює на основі параметричного моделювання та візуального програмування за допомогою нодів [3,4].

За допомогою LIRA-CAD можна виконати розрахунок параметрів вибухового навантаження на конструкцію відповідно до методики UFC 3-340-02. Для цього задаються основні вихідні дані: маса вибухової речовини в тротиловому еквіваленті, відстань від епіцентру вибуху до конструкції та тип вибуху (наземний або повітряний). На основі цих параметрів визначається масштабована відстань (Z), за якою з графіків наведених в UFC 3-340-02 визначаються основні характеристики повітряної ударної хвилі: пік надлишкового тиску фронту хвилі, тривалість позитивної та негативної фази та імпульс надлишкового тиску. Для відбитої хвилі додатково розраховується коефіцієнт відбиття, що залежить від кута падіння хвилі на поверхню конструкції. Це дозволяє визначити значення відбитого надлишкового тиску та відповідного імпульсу тиску, які прикладаються до конструктивних елементів.

У LIRA-CAD розраховані значення надлишкового тиску прикладаються або як статичне навантаження, що враховує пікові значення тиску, або як динамічне, якщо активовано параметр формування графіків імпульсу, що дозволяє моделювати зміну навантаження в часі.

Модуль «Динаміка у часі» LIRA-FEM дає змогу виконувати нелінійний динамічний розрахунок із застосуванням методу прямого інтегрування рівнянь руху. Це дозволяє моделювати різні сценарії впливу вибухових навантажень в рамках однієї моделі, враховуючи ефекти демпфування за допомогою коефіцієнтів Релея або призначивши навантаження у вузли схеми в завантаження з демпфувальними характеристиками.

Таким чином, LIRA-FEM забезпечує можливість виконання повноцінного нелінійного динамічного аналізу поведінки конструкції під дією повітряної ударної хвилі, оцінки її несної здатності та визначення потенційних зон руйнування. Такий підхід використовується при проектуванні захисних споруд, об'єктів подвійного призначення, а також у дослідженнях у сфері вибухонебезпеки.

Література :

1. USA Department of Defense (DoD), UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC) 3-340-02: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 2008

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

2. Ramon Gilsanz, Ronald Hamburger, Darrell Barker, Joseph L. Smith, Ahmad Rahimian, AISC Design Guide 26: Design of Blast Resistant Structures, AISC 2013
3. Барабаш М.С., Костира Н.О., Максименко В.П Modeling of Building Structures Resistance to Collapse Failure from Explosive Impact Advances in Science and Technology— 2024. —Vol. 156. — P.65-74. URL: <https://doi.org/10.4028/p-CSaY06>. (дата звернення: 19.04.2025).
4. Ромашкіна, М.А., Пісаревський , Б.Ю., Журавльов, О.В. Розрахунок будівлі на вплив дії повітряної ударної хвилі прямим динамічним методом з використанням ПК ЛІРА-САПР. Будівельні конструкції. Теорія і практика, 2024. – Вип.14. – Ст. 147–160. DOI: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.147-160>. (дата звернення: 19.04.2025).



ДОСЛІДЖЕННЯ РЕЖИМУ КОНСТРУКЦІЙ У ВЕНТИЛЬОВАНИХ І НЕВЕНТИЛЬОВАНИХ ГОРИЩАХ

Філоненко О.І., д.т.н., професор, Н.М. Сімакіна, аспірант
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Зважаючи на зростаючі вимоги до енергоефективності будівель питання контролю за рівнем вологості їх конструктивних елементів набувають актуальності. Проблеми з високим рівнем вологості та зростанням цвілі на горищах посилюються за останні кілька років.

Серед існуючих методів видалення вологи, що накопичується на горищах через витік повітря з приміщення, найчастіше застосовується вентиляція.

Для вентиляованого горища немає ризику розвитку цвілі, тоді як для невентильованого горища цей ризик збільшується коли вентиляовані канали зруйновані в об'ємі горища (рис.1).

Невентильоване горище є повністю герметичною конструкцією, яка може запобігти проникненню дощу або накопиченню снігу під впливом вітру. Однак герметизація не забезпечує ефективного шляху для видалення вологи.

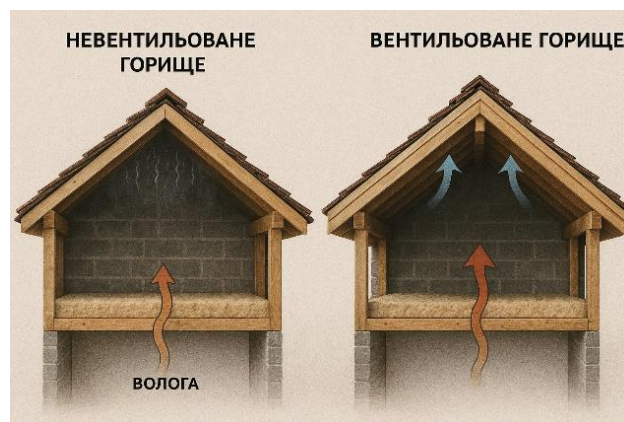


Рис.1. Вентильоване і невентильоване горище

Емпіричний досвід доводить, що невентильоване горище має більші ризики проблем з вологістю, якщо не контролювати витік повітря з приміщення. Витік повітря або інфільтрація повітря означає неконтрольований потік повітря ззовні всередину будівель через тріщини на огорожувальних конструкціях. Витік повітря через тріщини не є контрольованою вентиляцією, яка передбачає спрямування потоку свіжого повітря через системи отворів (продухів) і зазорів. Тому одночасне зменшення витоку повітря за допомогою контрольованої вентиляції є найбільш рекомендованим методом, що в майбутньому сприятиме енергозбереженню будівель загалом.

Зазначимо, що метою влаштування вентиляції покрівлі в конструкцію горищ є мінімізація конденсації і накопичення вологи на горищах за рахунок витоку повітря з внутрішнього простору (рис.2).



Рис.2. Влаштування вентиляції

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

Контрольована вентиляція виконує такі основні функції:

- 1) перешкоджає утворенню на поверхні покрівлі льоду та бурульок, не дає намокнути утеплювачу через утворений конденсат;
- 2) дозволяє виводити вологу з горища;
- 3) забезпечує охолодження горища в літній період ;
- 4) допомагає уникнути тепловтрат в холодний період;
- 5) забезпечує довготривалу працездатність конструкцій.

Під час експлуатації вентиляованого горища під впливом сильного вітру виникають ризики накопичення снігу з подальшим проникненням у вентиляційні або негерметичні отвори. При температурі вище нуля сніг, накопичений на горищі, тане і проникає в приміщення, що призводить до проблем з надмірною вологістю, гниттям деревини (рис.3), появою плісняви і пошкодженням внутрішньої обробки (рис.4).



Рис.3. Гниття деревини



Рис.4. Пліснява і пошкодження внутрішньої обробки

Конструктивним рішенням для усунення ризиків накопичення снігу на вентиляованих горищах є влаштування снігозатримувачів (рис.5).



Рис.5. Снігозатримувач

Наукові дослідження та практичний досвід підтверджують, що невентильоване горище може мати якісні експлуатаційні характеристики, при забезпеченні необхідної герметичності та контролю вологості в зимовий час.

Зважаючи на сучасні вимоги до енергоефективності будівель, вважаємо доцільним при проектуванні надавати перевагу влаштуванню вентиляованих горищ у будівлях.

Література

1. Vencon. Якою має бути вентиляція на даху // Журнал Vencon. – Київ: Vencon, 2023.
2. [Building and Environment Volume 182](#), September 2020, Ruolin Wang , Hua Ge , Daniel Baril, Moisture-safe attic design in extremely cold climate: Hygrothermal simulations, Pages 103.
3. [Building and Environment Volume 134](#), April 2018, Field measurements of hygrothermal performance of attics in extreme cold climates, Hua Ge , Ruolin Wang , Daniel Baril, Pages 114-130.

ОСОБЛИВОСТІ СТВОРЕННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТИСУТИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІД ЧАС ПІДСИЛЕННЯ ЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ ГРОМАДСЬКОЇ БУДІВЛІ

Семко О.В., д.т.н., професор, Ільченко Т.М., аспірант, Семко П.О., к.т.н., Усенко Д.В., PhD,
Вахненко Г.В., аспірант

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Виконано аналіз пошкоджень цегляних складно-навантажених конструкцій (стін, простінків, стовпів) громадської будівлі, що виникли після тривалих температурно-вологісних впливів в результаті перебування будівлі у незавершеному незаконсервованому стані. Викладено пропозиції з підвищення несучої здатності цегляної кладки з утворенням сталезалізобетонних стиснутих конструкцій.

Обстеженню підлягала громадська будівля, розташована у м. Полтава. Будівля, згідно з наданими проектними кресленнями проектувалася висотою в 5 поверхів з технічним підвальним приміщенням. Будівництво зупинилося 8 років тому. Весь цей період будівля знаходилася у незаконсервованому вигляді та підлягала впливам зовнішнього середовища.

Основний чинник, що викликав практично всі пошкодження – це незавершеність будівельних конструкцій обстежуваної будівлі, що привело до тривалого впливу атмосферних опадів та морозобійного руйнування цегляних і залізобетонних конструкцій. Морозобійне руйнування цегляної кладки обумовлено різною пористістю цегли та незахищеністю від атмосферних опадів.

Результатом морозобійного руйнування є зменшення перерізу стін (до 60 мм) та зменшення міцності цегли, що в комплексі знижує несучу здатність стін до 40% і потребує підсилення. В статті наведено результати неруйнівних випробувань цегли цегляної кладки, що проводилися на відповідність ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ) Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови. п. 5.3. 2.3 Випробування проводились згідно ДСТУ Б В.2.7-248:2011 (ГОСТ 8462-85, MOD) Матеріали стінові. Методи визначення границі міцності при стиску і згині.

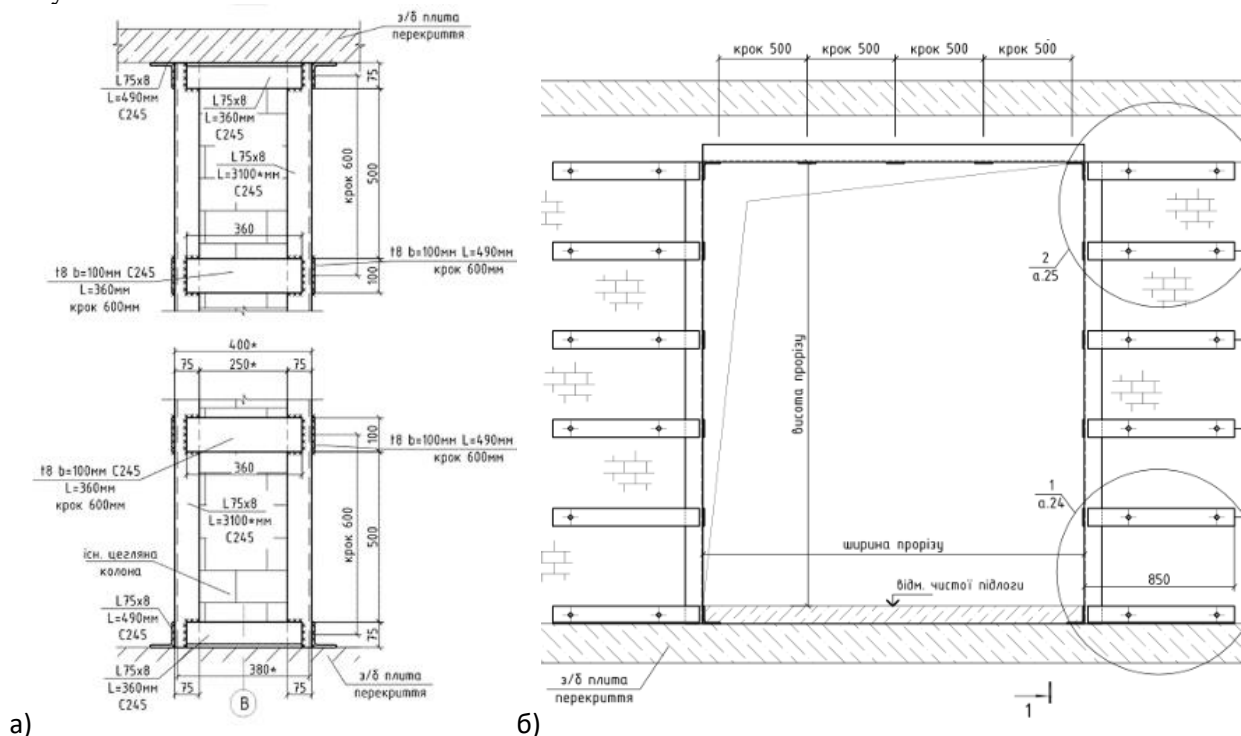


Рис. 1 – Загальний вигляд рішень підсилення пошкоджених цегляних стовпів (а) та цегляних конструкцій по периметру прорізів (б)

На рис. 1, а показано загальний вигляд рішення підсилення пошкоджених морозобійним руйнуванням цегляних стовпів. Порядок встановлення сталевої обойми цегляних стовпів:

Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва

- очистити верхню площину плити перекриття підвального поверху до "живого" бетону. На підготовлену поверхню вкладається вирівнюючий шар ц/п розчину, на який встановлюються з притиском сталеві опорні кутики;

- під з/б плити перекриття 1-го поверху підводяться інші чотири сталеві опорні кутики 75×8 мм, заповнивши простір між кутиками і бетонним перекриттям цементно-піщаним розчином марки М100. Допускається тимчасово закріпити кутики саморозпірними дюбелями;

- із кутиків 75×8 мм та пластин $t = 8$ мм і $b = 100$ мм виготовляються "драбинки". "Драбинки" встановлюють до колони, приваривши нижні кінці до опорних кутиків на з/б плити перекриття підвального поверху, а верхні кінці - до опорних кутиків під з/б плитами перекриття 1-го поверху;

- до встановлених у вертикальне прямолінійне положення драбинок приварюються смужки $t = 8$ мм і $b = 100$ мм із обох менших сторін колони.

На рисунку 1, б показано загальний вигляд рішення підсилення цегляних конструкцій по периметру прорізів. Порядок встановлення елементів:

- з обох боків стіни видалити пошкоджений шар до "живої" цегляної кладки;

- встановити стійки сталевих обойм (75×6 мм) у проектне положення; низ стійок має спиратися на горизонтальний кутик, укладений в притиск на ц/п розчині марки М100 на бетонну плиту перекриття. До стійок приварити поздовжні та поперечні планки. У стіні просверлити отвори для влаштування поперечних тяжів між поздовжніми планками та стягнути планки тяжами. Гайки на тяжах затягнути до відказу й зафіксувати від відкручування постановкою контргайок. Обетонувати нижні опорні кутики;

- виготовити "драбинку" із двох кутиків та поперечних планок, орієнтуючись на ширину прорізу. Підвести "драбинку" під пошкоджену перемичку прорізу та приварити впритиск опорний горизонтальний поперечний кутик.

Після встановлення сталевих елементів підсилення виконати антикорозійний захист встановлених сталевих конструкцій. Після проведення підсилення пошкодженої цегляної колони, роздрібнену та відколоту цегляну кладку необхідно видалити. Потім зволожити пошкоджену цегляну кладку, що підлягає захисту. Підготовлену поверхню замонолітити бетоном класу С20/25 із ретельним ущільненням або заторкретувати цементно-піщаним розчином марки М200 по арматурній сітці Ø3мм ВІ з коміркою 100х100мм до проектних розмірів.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. [Чинний з 01-11-2023]. К.: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 115 с.

2. Семко О.В., Гасенко А.В. Небажаний перерозподіл зусиль в пошкоджених будівельних конструкціях та заходи щодо його усунення. Тези доповідей Всеукр. наук.-пр. форуму «ПЕРЕМОЖЕМО – ВІДБУДУЄМО!». Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2022. С. 91-93.

3. Довженко О.О., Погрібний В.В., Усенко Д.В. Дефекти і пошкодження кам'яної кладки. Тези 69-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Полтава: ПолтНТУ, 2017. С. 28-30.

4. Соловійов В., Довженко О., Погрібний В., Усенко Д. Відновлення експлуатаційної придатності кам'яної кладки, пошкодженої в умовах надзвичайних ситуацій. Подолання екологічних ризиків та загроз для довкілля в умовах надзвичайних ситуацій: колективна монографія. Полтава – Львів, 2022. С. 485-496. <https://doi.org/10.23939/monograph2022>

ЗМІСТ

НЕЛІНІЙНИЙ АНАЛІЗ У РЕЖИМІ «ПРЯМЕ ІНТЕГРУВАННЯ РІВНЯНЬ РУХУ»	
Перельмутер А. В., д.т.н., проф.....	4
ЕТАПИ РОЗВИТКУ СТАТИСТИЧНОГО ПІДХОДУ ДО РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ	
Пічугін С. Ф., д.т.н., проф.....	5
ЕФЕКТ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ ПІД ЧАС НАВАНТАЖЕННЯ РІДИНОЮ	
В. М. Гордєєв ¹ , д.т.н., проф., О. І. Кордун ¹ , аспірант, Я. В. Лимар ¹ , А. В. Перельмутер ² , д.т.н., проф. .	7
ПЛАНУВАННЯ МОДЕЛЮВАННЯ РОЗПОВСЮДЖЕННЯ ВИБУХОВОЇ ХВИЛІ ПО ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЯХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД	
Махінко А. В., проф., д.т.н., Скляренко С. О., доцент, к.т.н.	9
ПЕРЕДУМОВИ НОРМУВАННЯ ВИБУХОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ ТА СТВОРЕННЯ ІНЖЕНЕРНИХ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА ДІЮ УДАРНОЇ ПОВІТРЯНОЇ ХВИЛІ	
Кочкар'єв Д. В., д.т.н., проф., Азізов Т. Н., д.т.н., проф.	11
ТЕХНОЛОГІЯ РОЗРАХУНКУ НА ДІЮ УДАРНОЇ ВИБУХОВОЇ ХВИЛІ	
Черних О. А., к.т.н., доц., Садковський М. В., аспірант, Мірошніченко І. О., магістр.....	13
РЕЗУЛЬТАТИ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗАГЛИБЛЕНОГО СХОВИЩА У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ RFEM6	
Гарькава О. В., к.т.н., доц., Ніколаєнко Д. М., студ.	14
ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ДИСКРЕТНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДО 2D МОДЕЛЮВАННЯ ІМПУЛЬСІВ ВИБУХОВИХ ХВИЛЬ НА СПОРУДИ	
Мартинюк П. М., д.т.н., проф., Кочкар'єв В. Д., аспірант	16
ВПЛИВ ОСОБЛИВОСТЕЙ АРМУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ХАРАКТЕР ЇХ РУЙНУВАННЯ ПРИ ДІЇ АВАРІЙНИХ НАВАНТАЖЕНЬ	
Кархут І. І., к.т.н., доц., Гавришків Р. В., аспірант,	17
СУЧАСНИЙ ДОСВІД УЛАШТУВАННЯ УКРИТТІВ У БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДИНКАХ..	
Мозговий А. О., д.т.н., доц., Бондар О. П., Самородов О. В., д.т.н., проф., Ватуля Г. Л., д.т.н., проф.	19
ДОСЛІДЖЕННЯ ПОШКОДЖЕНЬ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВНАСЛІДОК БОЙОВИХ ДІЙ ТА МОЖЛИВОСТЕЙ ЇХ ПОДАЛЬШОГО ВІДНОВЛЕННЯ	
Білошицький М. В., к.т.н., доц., Татарченко З. С., ст. викл., Чорний Є. І., аспірант	21
ПРОЄКТУВАННЯ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ З УРАХУВАННЯМ БЕЗПЕЧНОЇ ВИМУШЕНОЇ ЕВАКУАЦІЇ З ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД	
Овсій О. М., Овсій Д. М., Ph.D, Галінська Т. А., к.т.н., доц.	23
УДАРНО-ВІБРОЗАХИСНІ ПАЛЬОВІ ВІДСІЧНІ ЕКРАНИ ДЛЯ ЗАХИСТУ ЗОВНІШНІХ СТІН ПІДВАЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ ПОДВІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ В ІСНУЮЧИХ БУДІВЛЯХ І СПОРУДАХ _Стрюк Р. І., Овсій О. М., Овсій Д. М., Ph.D.....	25
РОЗРОБКА ВАРІАНТУ ЧАСТКОВОЇ РЕКОНСТРУКЦІЇ ПАНЕЛЬНОГО БУДИНКУ ПО ВУЛИЦІ БАЛЕНКА 7 В МІСТІ ПОЛТАВА ВНАСЛІДОК РАКЕТНОГО УДАРУ	
Семко П. О., к.т.н., доц., Остапов І. С., аспірант.....	27
РОЗРАХУНОК НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ СТАЛЕВИХ БАЛОК З ВИКОРИСТАННЯМ LIRA- FEM	
Башинський О. В., доктор філософії (PhD), ¹ інженер, ² асистент кафедри будівництва,.....	29
АВТОМАТИЗАЦІЯ ПРОЄКТУВАННЯ ЗГІНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	
Кочкар'єв Д. В., д.т.н., проф., Побережний Т. В., магістрант	30
ВІДШАРУВАННЯ ПЕРІОДИЧНОЇ СИСТЕМИ ГНУЧКИХ ПІДСИЛЕНЬ ЕЛЕМЕНТА КОНСТРУКЦІЇ ЗА УМОВ ЗАДАЧІ ТЕРМОПРУЖНОСТІ	
Кундрат М. М., д.т.н., проф.	31
УТОЧНЕНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ НДС БАГАТОШАРОВОЇ ПЛИТИ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ МОСТА	
Гуртовий О. Г. , к.т.н., доц., Тинчук С. О. , к.т.н., доц., Угрин Л. С. , к.т.н., доц., Гуртовий Л. О., гідротехнік-дослідник, Шевченко В. О. ¹ , студ., гр. МТТ-41.....	33
ПАРАМЕТРИЧНІ СІМЕЙСТВА REVIT ДЛЯ МОСТОВИХ СПОРУД	
Хоружий М., к.т.н., доц., Борейчук Ю., студент, Тивонюк В., аспірант	35
ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ ЛАЗЕРНОГО СКАНУВАННЯ (LIDAR) В ОБСТЕЖЕННІ МОСТІВ	
Хоружий М., к.т.н., доц., Жабчик А., студент, Тивонюк В., аспірант,.....	36

ОЦІНКА МОРФОЛОГІЧНОГО СКЛАДУ ВТОРИННИХ БУДІВЕЛЬНИХ ВІДХОДІВ ВІД РУЙНАЦІЇ	
Швидкий Д. В. ¹ , аспірант, Швець В. В. ¹ к.т.н., доц, Соколенко К. В. ² , Phd.	37
УТИЛІЗАЦІЯ БЕТОННОГО БРУХТУ ШЛЯХОМ ВИГОТОВЛЕННЯ ПРЕСОВАНИХ МАТЕРІАЛІВ	
Бордюженко О. М., к.т.н., доц., Макаренко Р. М., к.т.н., доц., Степанець О. В., аспірант,	
Приступлюк В. М., здобувач вищої освіти	38
ЗАСТОСУВАННЯ ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ У ВІДНОВЛЕННІ ПЕРЕКРИТТІВ ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ	
Казімагомедов Ф. І., к.т.н., доц.	40
ДЕФОРМУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙНОЇ МОДИФІКОВАНОЇ ДЕРЕВИНИ ЯЛИНИ ТА ЯСЕНА ПІД ДІЄЮ МОЛОЧНОЇ КИСЛОТИ	
Гомон Св. Св., д.т.н., проф., Матвіюк О. В., ст. викладач	41
ЩОДО НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ НА ПРОСІДНИХ ҐРУНТАХ	
Фурсович М. О., к.т.н., доцент, Супрунюк В. В., к.т.н., доцент, Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доцент,	
Павлюк А. П., к.т.н., доцент, Скрипник М. М., к.т.н., ст. викл.	42
ВПЛИВ ВОЛОГИ НА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ПАРАМЕТРИ СТІНИ, ЯКА МЕЖУЄ З ҐРУНТОМ. Семко О. В., д.т.н., проф., Філоненко А. С., аспірант	44
РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ВИПРОБУВАНЬ НАДКОЛОННИХ ПЛИТ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ	
Павліков А. М., д.т.н., професор, Гарькава О. В., к.т.н., доцент	45
МЕТОДОЛОГІЯ ВИЗНАЧЕННЯ ЖОРСТКОСТІ ТА ПРОГИНІВ НА ОСНОВІ ЛІНЕАРИЗОВАНИХ ПАРАМЕТРІВ	
Кухнюк О. М., к.т.н., доц.,	47
УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЯКІ ПІДСИЛЕНІ ШЛЯХОМ НАРОЩУВАННЯ ПЕРЕРІЗУ ОДНОЧАСНО В СТИСНУТІЙ ТА РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНАХ	
Азізова А. Г., Овсій О. М., Овсій Д. М., Ph.D.	49
ВПЛИВ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ І ДОВАНТАЖЕНЬ НА ДЕФОРМАЦІЇ АРМАТУРИ І БЕТОНУ В ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКАХ	
Савицький В. В., к.т.н., доц., Савицька О. В., к.е.н., доц.	51
АНАЛІЗ ЗАЛЕЖНОСТЕЙ «НАПРУЖЕННЯ-ДЕФОРМАЦІЇ» НАВЕДЕНИХ В ДБН В.2.6-98:2009	
Павліков А. М., д.т.н., проф., Філоненко О. І., д.т.н., проф., Юрченко І. О., аспірант,	53
МІЦНІСТЬ НА СТИСК ЗРАЗКІВ ЗІ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ ЗА ДІЇ АГРЕСИВНОГО СЕРЕДОВИЩА	
Поліщук О. М., аспірант, Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доц.	55
ПОРІВНЯННЯ РОЗРАХУНКІВ ПЛОЩІ ПЕРЕРІЗУ ПОЗДОВЖНЬОЇ АРМАТУРИ У ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТАХ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ ЗА ЧИННИМИ ТА ПОПЕРЕДНІМИ НОРМАМИ ПРОЕКТУВАННЯ	
Савицький В. В., к.т.н., доц.	57
РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ НА ВПЛИВ ПОВІТРЯНОЇ УДАРНОЇ ХВИЛІ	
Барабаш М.С., д.т.н., проф., Ромашкіна М. А., к.т.н.	59
ДОСЛІДЖЕННЯ РЕЖИМУ КОНСТРУКЦІЙ У ВЕНТИЛЬОВАНИХ І НЕВЕНТИЛЬОВАНИХ ГОРИЩАХ	
Філоненко О.І., д.т.н., професор, Н.М. Сімакіна, аспірант	61
ОСОБЛИВОСТІ СТВОРЕННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТИСУТИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІД ЧАС ПІДСИЛЕННЯ ЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ ГРОМАДСЬКОЇ БУДІВЛІ	
Семко О.В., д.т.н., професор, Ільченко Т.М., аспірант, Семко П.О., к.т.н., Усенко Д.В., PhD, Вахненко Г.В., аспірант	63

Наукове видання

**Тези доповідей V ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВО-ТЕХНІЧНОЇ
ІНТЕРНЕТ-КОНФЕРЕНЦІЇ «НОВІТНІ ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ
МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА ТА ГОСПОДАРСТВА»**

ТОМ 2. Секція 2. Реконструкція об'єктів будівництва.

Відповідальні за випуск: Ткачук О.А., Шевчук О.В.

Технічний редактор

Галина Сімчук

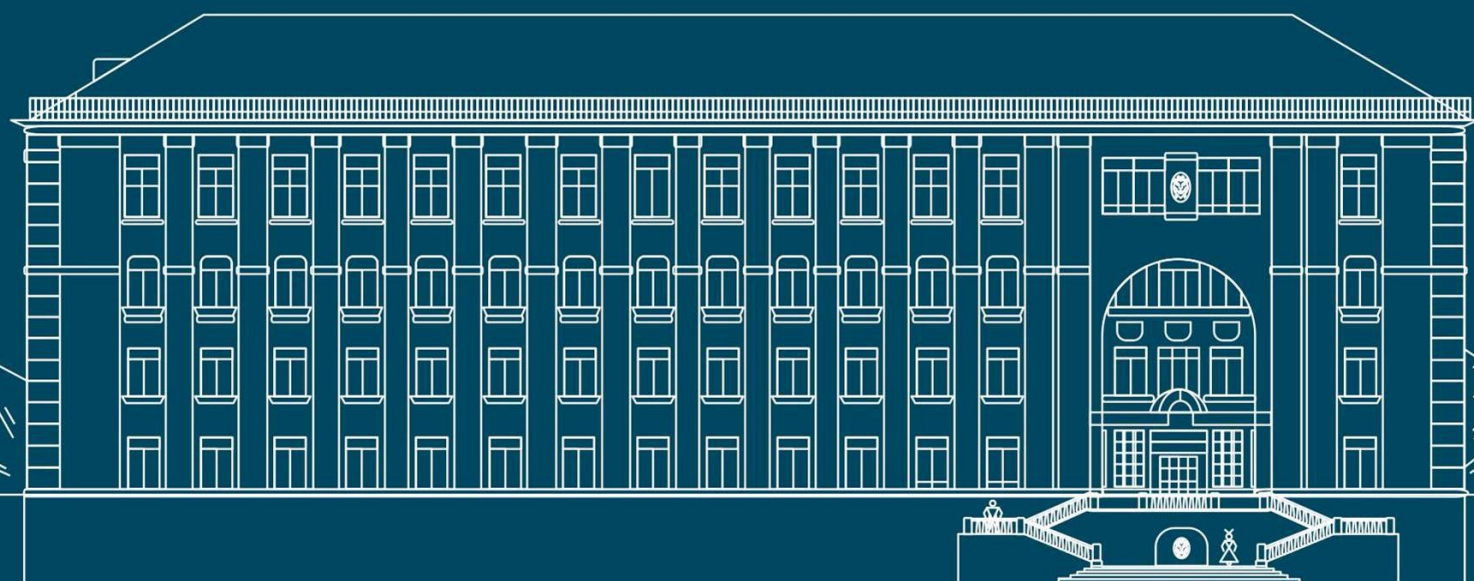
*Видавець і виготовлювач
Національний університет
водного господарства та природокористування
вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028.*

*Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до
державного реєстру видавців, виготівників і розповсюджувачів
видавничої продукції РВ № 31 від 26.04.2005 р.*

Секція 2. 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