ISSN 1996-8159

ПБіС

4'2020

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ



ЗАСНОВНИКИ

ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ім. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
Беркута А.В., к.е.н.
Гайдайчук В.В., д.т.н., проф.
Голоднов О.І., д.т.н., проф.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордеєв В.М., д.т.н., проф.
Гуляєв В.І., д.т.н., проф.
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
Кваша В.Г., д.т.н., проф.
Корольов В.П., д.т.н., проф.
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
Лобанов Л.М., академік НАНУ, д.т.н., проф.
Оглобля О.І., д.т.н., проф.
Пасечнюк В.Л.
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
Стоянов В.В., д.т.н., проф.
Харченко В.В., академік НАНУ, д.т.н., проф.
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ, д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2019 — 2020 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агощ З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Бєлоєв М., к.т.н. (Болгарія)
Вєдяков І.І., д.т.н., проф. (Росія)
Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)
Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)
Новак А., д.т.н., проф. (США)
Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)
Сидорович Є.М., д.т.н., проф. (Білорусь)
Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)
Трощенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Тулєбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)

НАУКОВО–ВИРОБНИЧИЙ ЖУРНАЛ

ПБіС

4'2020

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

## ЗМІСТ

### МОСТОВІ СПОРУДИ

**О.В. Шимановський, В.В. Шалінський**
ЩОДО ТЕХНІЧНОГО СТАНУ АВТОПЕРЕЇЗДУ ПО ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ ГРЕБЛІ ДНІПРОГЕС, ЗВЕДЕНИХ У 1932 р. . . . . 2

**К.М.Бабік, Н.Д. Гах, В.В. Шалінський**
ТЕХНІЧНИЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ ТА ЕЛЕМЕНТІВ ЗЕМЛЯНОЇ ВСТАВКИ АВТОДОРОЖНЬОГО ПЕРЕЇЗДУ СПОРУДАМИ ДНІПРОВСЬКОЇ ГЕС . . . . . 7

**К.М.Бабік, Н.Д. Гах, В.В. Шалінський**
ДИНАМІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗЕМЛЯНОЇ ВСТАВКИ У СКЛАДІ АВТОДОРОЖНЬОГО ПЕРЕЇЗДУ СПОРУДАМИ ДНІПРОВСЬКОЇ ГЕС . . . . . 16

### НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

**В.М. Бабаєв, С.М. Євель, І.Д. Євзеров, А.І. Лантух-Лященко, М.К. Сухонос, В.В. Шеветовський, О.В. Шимановський, В.С. Шмуклер**
ПРОГРЕСИВНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ ТА ТЕХНОЛОГІЇ ЇХ ЗВЕДЕННЯ
(На здобуття Державної премії у галузі науки і техніки) . . . . . 23

**В.Д. Макаренко, Ю.Л. Винников, Ю.В. Макаренко**
РОЗРАХУНКОВИЙ МЕТОД ОЦІНКИ БЕЗПЕЧНОГО ЕКСПЛУАТАЦІЙНОГО РЕСУРСУ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ НАФТОГАЗОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ . . . . . 28

**Я.С. Гук, І.Ф. Найбауер, Е.Й. Новак**
МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ МАКСИМАЛЬНИХ ГЛИБИН ПРОМЕРЗАННЯ ҐРУНТУ І СЕРЕДНІХ ВИСОТ СНІГОВОГО ПОКРИВУ . . . . . 34

### ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

**Ю.І. Гезенцвей**
ВНУТРІШНІ КРИТЕРІЇ ОЦІНКИ ЯКОСТІ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ СТАЛЕВИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ . . . . . 40

### ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ

**Мораді Пур Омід**
ОСНОВИ ФОРМОТВОРЕННЯ АРХІТЕКТУРИ БУДІВЕЛЬ З ЕНЕРГООЩАДНИМИ ТЕХНОЛОГІЯМИ . . . . . 43

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ ВІДЗНАЧАЄ СВІЙ 90-РІЧНИЙ ЮВІЛЕЙ . . . . . 47

Київ • 2020

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2020

# ЩОДО ТЕХНІЧНОГО СТАНУ АВТОПЕРЕЇЗДУ ПО ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ ГРЕБЛІ ДНІПРОГЕС, ЗВЕДЕНИХ У 1932 р.




**О.В. Шимановський**
генеральний директор
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
член-кореспондент НАН України,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор



**В.В. Шалінський**
завідувач відділу
мостів та спеціальних споруд
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.,
старший науковий співробітник


Транспортне сполучення між правим та лівим берегами ріки Дніпро у місті Запоріжжі відбувається головним чином по автодорожньому переходу, що проходить по гідротехнічних спорудах Дніпровської ГЕС (рис. 1). До складу зазначеного переходу входять наступні споруди: естакада над шлюзами завдовжки 352,00 м; естакада спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м; автопроїзд на греблі завдовжки 666,00 м (складається з прогонових будов, виконаних у 1977 р. та 1932 р.); міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м і земляна вставка завдовжки 136,57 м.

**Стислий опис початкового стану виконаних у 1932 р. конструкцій автопроїзду та його підсилення під час експлуатації.** Автомобільний проїзд, розташований на бичках греблі, на кривій радіусом близько 600 м до реконструкції у 1977 р. мав ширину 7,5 м. Його несними конструкціями були розрізні прогонові будови, які перекривали прогони між бичками греблі (≈ 16 м) й складалися з чотирьох сталевих клепаних суцільних балок та покладених на них залізобетонних плит проїзної частини. Ці прогонові будови були використані при реконструкції автопроїзду, завдяки якій ширина розташованого на бичках греблі автопроїзду збільшилась до 15,9 м (рис. 2). Також при цьому було влаштовано тротуар завширшки 2,25 м із низової сторони греблі та службовий прохід завширшки 0,75 м із верхової сторони.

Під час реконструкції під існуючі прогонові будови були заведені сталеві консольні ригелі коробчастого перерізу без монтажних стиків, які



**Рис. 1. Автодорожній перехід по спорудах греблі ДніпроГЕС**

встановлювались на бички греблі та прикріплювались до неї анкерними тяжами. При цьому тяжі з тросів ∅ 68 мм, згідно зі схемою на рис. 2, пропускались у завчасно пробурені у бичках свердловини, які, після попереднього натягування тяжів, ін'єктувались цементним розчином.

Звернемо увагу ще на одну особливість проведеної у 1977 р. реконструкції, яка полягає в тому, що прогонові будови 1932 і 1977 років через застосування принципово різних конструктивних рішень мають значну різницю у жорсткостях. Враховуючи вказане, а також маючи на меті уникнення негативного впливу однієї прогонової будови на іншу, було передбачено влаштування суцільного поздовжнього деформаційного шва між цими конструкціями, який одночасно слугує розподільною смугою між авторухом двох напрямків. Причому поздовжній деформаційний шов, а також поперечні шви між укрупненими блоками були прийняті пружинного типу.

Вкажемо також на те, що за результатами проведених ІЕЗ ім. Є.О. Патона останнім часом випробувань зразків металу, взятих із балок прогонових будов 1932 р., встановлено, що хімічний склад і механічні властивості сталі, з якої виконані балки, відповідають хімічному складу та механічним властивостям сталі марок Ст1кп, Ст2кп, Ст3кп за [1]. А щодо залізобетонних та бетонних конструкцій зазначимо, що проектна марка бетону за міцністю на стиск становить М300, за морозостійкістю – F200 і за водонепроникністю – W6.

У 90-ті роки минулого століття виникла необхідність у підсиленні сталевих ригелів, що було пов'язано зі збільшенням вертикальних рухомих навантажень, корозійними пошкодженнями ригелів й прогресуючою динамікою наскрізних тріщин у бетонних бичках греблі. Після проробления кількох варіантів було прийнято рішення щодо виконання підсилення шляхом підведення жорстких підкосів під консолі ригелів (див. рис. 2).

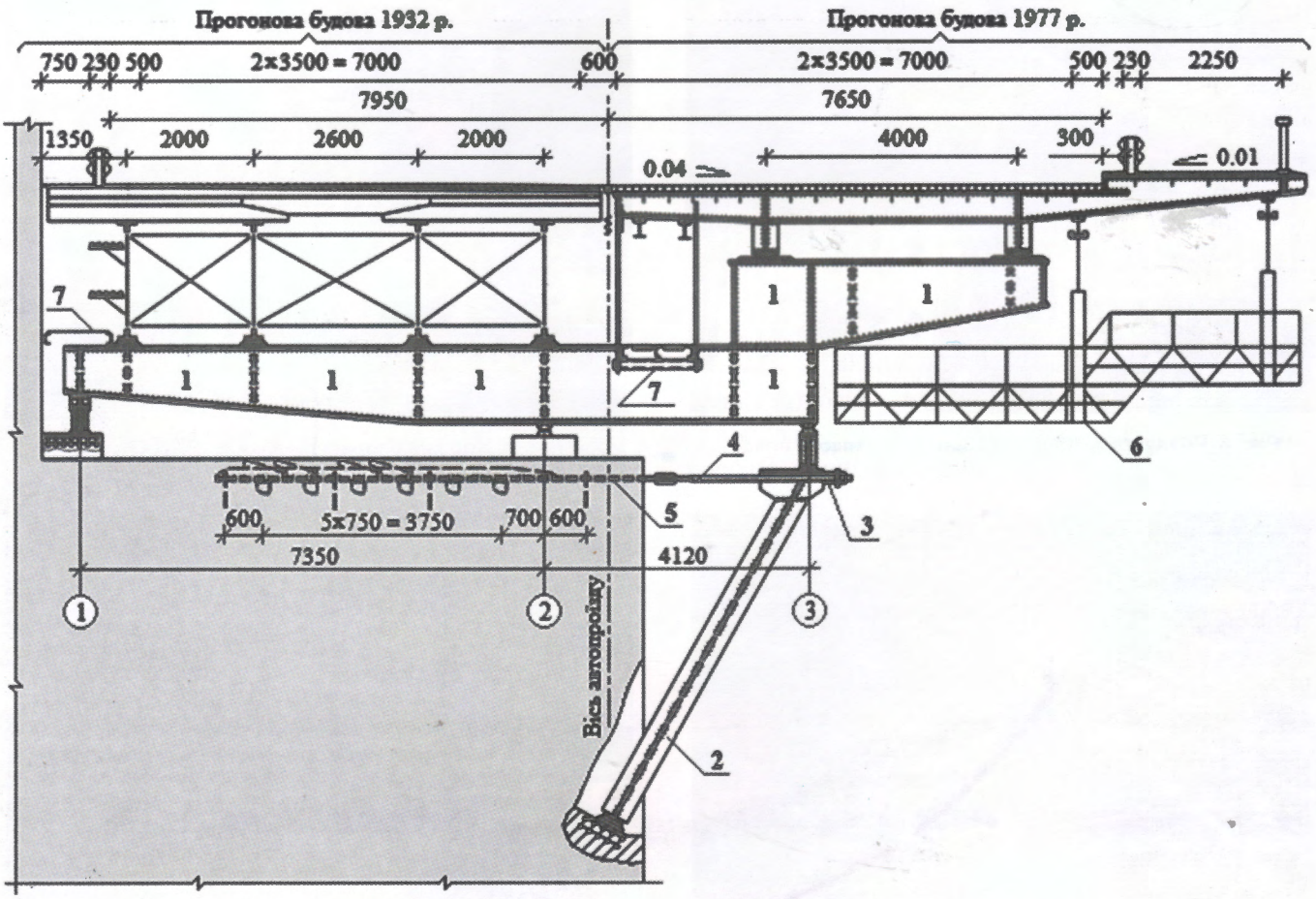



**Рис. 4. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопереїзду у 1977 р.:**
**1** – ригель; **2** – підкіс; **3** – траверса; **4** – тяж; **5** – затяжка; **6** – пересувний оглядовий візок; **7** – оглядовий прохід; (1), (2), (3) – осі обпирання ригеля

**Результати обстеження конструкцій автопроїзду, виконаних у 1932 р.** За результатами проведеного у березні – квітні 2020 р. обстеження конструкцій автопроїзду була виявлена низка дефектів їх конструктивних елементів, які полягають у наступному.

*Головні балки.* Загальним дефектом металоконструкцій головних балок є корозія металу внаслідок довготривалого впливу вологи, яка постійно просочується крізь негерметичні деформаційні шви розташованої вище залізобетонної плити проїзної частини, та відсутність належного антикорозійного покриття (пузирі, лущення, плями та потьоки іржі на всій поверхні металу). Також виявлено роздуття частини елементів головних балок внаслідок корозії в щілинах клепаних з'єднань (рис. 3); значна корозія опорних ділянок крайніх балок зі сторони верхнього б'єфа з ослабленням перерізу стінки до 50 % (рис. 4); виразкова корозія ділянок стінок балок із руйнуванням ребер жорсткості та ослабленням площі перерізу поясів до 50 % (рис. 5), через що крайні балки в трьох прогонах зі сторони верхнього б'єфа потребують невідкладного підсилення.

З огляду на вище зазначені дефекти можна стверджувати, що головні балки прогонових будов 1932 р. загалом перебувають у вкрай незадовільному стані.

*В'язі.* За результатами обстеження в'язей прогонових будов встановлено, що їх технічний стан подібний стану головних балок. А з переліку виявлених дефектів тут варто відзначити наступні: відрив деяких в'язей у вузлах кріплення до головних балок; щілинна корозія (рис. 6); деформації та відсутність окремих в'язей; подекуди – нестача заклепок.

*Опорні частини* мають задовільний стан, а до їх дефектів можна віднести тільки бруд та поверхневу корозію.



**Рис. 3. Роздуття та щілинна корозія верхнього поясу головної балки**



**Рис. 4. Корозія опорної ділянки головної балки з ослабленням перерізу стінки**



**Рис. 5. Корозія стінки та поясу головної балки**



**Рис. 6. Щілинна корозія горизонтальної в'язі**

*Залізобетонні плити* проїзної частини перебувають у незадовільному технічному стані та мають низку суттєвих дефектів: тріщини та ослаблення перерізу залізобетонних плит (рис. 7); відсутність необхідних зазорів у поперечних деформаційних швах між плитами, внаслідок чого утворилися тріщини; карбонізація, вилуговування та висоли бетону плит; зі сторони консолей плит верхнього б'єфа наявні значні обсяги руйнування поверхні плит та оголення арматури до 15 % перерізу (рис. 8).



**Рис. 7. Зменшення перерізу, тріщини, ніздрюватість, сколювання захисного шару бетону залізобетонної плити проїзної частини**



**Рис. 8. Залізобетонна плита проїзної частини. Відшарування захисного шару бетону, сколювання, оголення та корозія арматури**



**Рис. 9. Корозія стояків бар'єрної огорожі**



**Рис. 10. Корозія, відсутні стійки та заповнення перильної огорожі**

*Мостове полотно.* Дефектами перильної огорожі є корозія з ослабленням перерізів елементів перил (за всією довжиною автопроїзду), наскрізна корозія поручня в окремих місцях й тріщин та непровари зварних швів.

Що стосується дефектів бар'єрної огорожі, можна відзначити деформації та тріщини його окремих елементів, а також корозію деяких стояків і амортизаторів (рис. 9); водовідведення – забруднені водовідвідні отвори, а деформаційних швів – забрудненість та напливи асфальтобетонного покриття на їх металоконструкції.

*Оглядові пристосування.* Основні дефекти оглядових пристосувань стосуються корозії елементів оглядових майданчиків, нестачі окремих елементів заповнення перильної огорожі, розривів і тріщин зварних швів кріплення конструкцій, дір і вм'ятини у настилі та деформацій площадок (рис. 10).

За результатами обстеження та виконаних розрахунків відповідно до [2] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: прогонові будови – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 3 (працездатний); перильна огорожа – стан 4 (обмежено працездатний); бар'єрна огорожа – стан 3 (працездатний); мостове полотно – стан 3 (працездатний); крайні деформаційні шви автопроїзду – стан 3 (працездатний); оглядові пристосування – стан 5 (непрацездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); залізобетонна плита проїзної частини – стан 5 (непрацездатний); деформаційні шви між залізобетонними плитами – стан 4 (обмежено працездатний). Таким чином, за рейтингом основних конструктивних елементів автопроїзд у цілому перебуває у стані 5, тобто непрацездатний.

Беручи до уваги негативну дію на конструкції автопроїзду по прогонових будовах 1932 р. підвищеного навантаження від автомобільного трафіка, агресивний вплив навколишнього середовища, незадовільний технічний стан залізобетонних плит проїзної частини, несвоєчасне та неповне усунення виявлених під час експлуатації дефектів конструкцій, а також те, що окремі перерізи головних балок, які ослаблені впливом корозії, не задовольняють умови міцності, а марка сталі прогонових будов не відповідає вимогам чинних нормативних документів, можна дійти висновку щодо необхідності реконструкції автопроїзду по спорудах греблі з повною заміною прогонових будов, які виконані у 1932 р.

Проте наразі можливість реконструкції зазначеного автопроїзду є ускладненою, оскільки це призведе до повної зупинки руху автотранспорту, так як автопроїзд є ланкою основного автотранспортного сполучення між лівим і правим берегами р. Дніпро в м. Запоріжжі. Проведення реконструкції стане можливим лише після введення в експлуатацію в місті нових мостів, що сполучають лівий і правий береги р. Дніпро. Виходячи з цього, з урахуванням аналізу результатів обстеження та виконаних розрахунків, допущена можливість подальшої експлуатації автопроїзду по виконаних у 1932 р. спорудах греблі в обмеженому режимі за умови постійного моніторингу технічного стану конструкцій автопроїзду та виконання низки рекомендацій.

Насамперед необхідно виконати підсилення трьох крайніх балок зі сторони верхнього б'єфа за окремо розробленим проектом. Причому до завершення будівельних робіт із підсилення цих балок експлуатація автопроїзду можлива виключно в обмеженому режимі. Зокрема, необхідно обмежитись на крайній правій смузі руху пропуском лише легкових автомобілів вагою до 3 тс. А на лівій смузі обмеження навантаження повинно бути таке: для автомобільного навантаження в колоні – 12 тс; для окремих транспортних засобів – 17 тс, а допустиме навантаження на вісь автомобіля – 7 тс. Після виконання будівельних робіт із підсилення вище зазначених балок допустиме навантаження на вісь автомобіля складе 7 тс на обох смугах руху. Також терміново необхідно виконати ремонт та підсилення залізобетонних плит проїзної частини за окремо розробленим проектом.

Що стосується інших конструкцій, тут варто зазначити наступне. Для усіх металоконструкцій прогонових будов рекомендовано виконати роботи з антикорозійного захисту. Відсутні елементи в'язей відновити, а відірвані – закріпити. Оглядові пристосування підлягають капітальному ремонту, рекомендовано виконати їх повну заміну. Крім цього, необхідно провести ремонтні роботи з усунення усіх інших вище описаних дефектів.

Одночасно важливо підкреслити, що усі рекомендовані ремонтні заходи є тимчасовими і лише дадуть можливість подовжити експлуатацію автопроїзду до моменту реконструкції мостового переходу загалом. Задля можливості експлуатації мостового переходу належним чином, необхідна його реконструкція з повною заміною прогонових будов 1932 року.

[1] ДСТУ 2651-2005. Сталь вуглецева звичайної якості. Марки (ГОСТ 380-2005). – Київ: Держстандарт України, 2006. – 14 с.

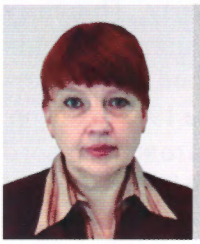
[2] ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 45 с.

*Надійшла 11.09.2020 р.*

# ТЕХНІЧНИЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ ТА ЕЛЕМЕНТІВ ЗЕМЛЯНОЇ ВСТАВКИ АВТОДОРОЖНЬОГО ПЕРЕЇЗДУ СПОРУДАМИ ДНІПРОВСЬКОЇ ГЕС




**К.М. Бабік**
завідувач групи
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.



**Н.Д. Гах**
завідувач групи
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.



**В.В. Шалінський**
завідувач відділу
мостів та спеціальних споруд
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.,
старший науковий співробітник


Механізм проведення обстеження прийнятих в експлуатацію згідно з вимогами чинного законодавства об'єктів будівництва з метою оцінки їх відповідності основним вимогам до будівель і споруд, визначеними відповідними технічними регламентами, та вжиття обґрунтованих заходів із забезпечення надійності та безпеки під час експлуатації об'єктів упродовж усього періоду їх існування встановлено Порядком [1]. Зазвичай, обстеження об'єкта включає комплекс заходів, спрямованих на визначення і проведення оцінки фактичних значень параметрів технічного стану будівельних конструкцій, характеристик основ і фундаментів, інженерних мереж і систем (крім технологічного устаткування), що характеризують експлуатаційну надійність об'єкта (в тому числі забезпечення доступу осіб із інвалідністю та інших маломобільних груп населення до реконструйованих або збудованих об'єктів).

У цій статті наведені результати візуального та інструментального обстеження елементів та конструкцій земляної вставки у складі автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС у м. Запоріжжя, визначення фактичного експлуатаційного стану та реальної вантажопідйомності несних конструкцій та елементів споруди з урахуванням виявлених дефектів і пошкоджень, набутих за період експлуатації. Експертна оцінка технічного стану конструкцій та елементів земляної вставки включає визначення відповідності конструктивних елементів споруди в цілому вимогам подальшої безпечної експлуатації автодорожнього проїзду по земляній вставці Дніпровської ГЕС та можливості ремонту та відновлення її основних несних конструкцій та елементів.

**Об'єкт, задачі та обсяги обстеження**. Як випливає з назви цієї статті, об'єктом обстеження є будівельні конструкції та елементи земляної вставки автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС у м. Запоріжжя.

Обстеження елементів та конструкцій земляної вставки проведено з метою визначення фактичного експлуатаційного стану елементів та несних конструкцій підпірних стін земляної вставки і мостового полотна автодорожнього проїзду з урахуванням виявлених дефектів і пошкоджень, набутих за період експлуатації, експертної оцінки технічного стану конструкцій та елементів земляної вставки, а також визначення відповідності конструктивних елементів споруди в цілому вимогам подальшої безпечної експлуатації, можливості її ремонту та відновлення, надання вихідних даних для розроблення проектної документації на ремонт споруди, складання паспорта споруди.

Програмою обстеження передбачено: вивчення наявної проектної, виконавчої та технічної документації; візуальне обстеження елементів та конструкцій земляної вставки; інструментальні дослідження міцності бетону, корозії арматури та карбонізації бетону; визначення технічного стану елементів мостового полотна (покриття проїзної частини, тротуарів, деформаційних швів, системи водовідведення, бар'єрного та перильного огородження), несних конструкцій підпірної стінки земляної вставки та стійкості земляного полотна; встановлення залишкового ресурсу елементів споруди; оцінювання технічного стану конструкцій та елементів споруди.

© Бабік К.М., Гах Н.Д., Шалінський В.В.

**Загальна характеристика греблі Дніпровської ГЕС.** Відомо, що ДніпроГЕС була введена в експлуатацію у 1932 р. Під час Другої світової війни гідровузол двічі руйнувався, причому перший раз 18.08.1941 р. працівниками НКВС під час відступу військ СРСР, а другий у 1943 р. при відході німецьких військ.

У 1950 р., після відновлення, гідроелектростанція повторно була введена в експлуатацію. При цьому два лівобережні прогони водозливної греблі були закриті наглухо бетонними стінками при її відновленні. У 1969 р. розпочато будівництво, а в 1970 р. введена в експлуатацію ГЕС-2 і друга нитка судноплавного шлюзу. Причому під час будівництва ГЕС-2 шістнадцять прогонів водозливної греблі були використані для пристрою водоприймачів ГЕС-2. Протягом 1974–1977 рр. було проведено реконструкцію автодорожнього переходу через греблю, аванкамеру і шлюзи. У результаті було створено комплекс споруд по греблі у складі: естакади через шлюзи завдовжки 352,00 м, естакади спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м, розширеного автопроїзду на греблі завдовжки 666,00 м, моста через аванкамеру завдовжки 319,76 м і земляної вставки завдовжки 136,57 м. А загальна довжина переходу склала 1585,82 м.

**Основні відомості про попередні обстеження споруд та автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС.** За період експлуатації було проведено декілька обстежень споруд та автопроїзду по греблі ДніпроГЕС, так: у 1986–1987 рр. детальне обстеження металевих прогонових споруд автопроїзду, ригелів, опорних частин, опор; у 1992 р. – повторне обстеження конструкцій металевих прогонових споруд автопроїзду, ригелів, опорних частин, опор; у 2013 р. – обстеження всіх споруд автодорожнього переходу ДніпроГЕС, за виключенням земляної вставки. З наведеного випливає, що обстеження елементів та конструкцій земляної вставки жодного разу не проводилося.

**Загальна характеристика земляної вставки автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС.** Існуючий до 1977 р. автомобільний проїзд, розташований на бичках греблі, на кривій радіусом близько 600 м мав ширину 7,50 м. Реконструкцією 1977 р. було передбачено розширення автопроїзду по всіх спорудах ДніпроГЕС для чотирисмугового автомобільного руху.

Земляна вставка є продовженням автопроїзду по греблі. В плані вона розміщена на криволінійній ділянці (дві горизонтальні криві з радіусом кривини 125 м) та межує з опорою № 6 естакади через шлюзи (далі – опора № 6) та опорою № 0 естакади спряження греблі з лівим берегом (далі – опора № 0). В тілі земляної вставки розміщені два яруси технологічних споруд ГЕС-2, системи дощової каналізації та інженерні мережі.

Земляне полотно зі сторони верхнього б'єфа має відкісну частину насипу, яка на рівні проїзду на територію ГЕС-2 утримується підпірною стінкою № 8, а з боку нижнього б'єфа – збірно-монолітною підпірною стінкою № 6. Укоси насипу засіяні травою. Температурно-усадковими швами підпірна стінка розбита на десять секцій за геометричною схемою: 8,99 + 11,99 + + 8,29 + 12,29 + 14,69 + 8,29 + 11,99 + 2 × 20,30 + + 15,28 м. А загальна довжина земляної вставки складає 136,57 м.

Габарит проїзної частини земляної вставки (ширина проїзду між бар'єрами огорожі) включає чотири смуги руху завширшки 3,5 м, розширення на кривих, дві смуги безпеки по 0,50 м і складає від 15,40 м зі сторони естакади через шлюзи до 17,00 м зі сторони естакади спряження греблі з лівим берегом. Для пішоходів влаштовано два тротуарні проходи: правосторонній завширшки 2,21 м (у просвіті – 1,76 м) і лівосторонній завширшки 2,36 м (у просвіті – 1,67 м) із асфальтобетонним покриттям завтовшки 30 мм. Фрагмент підпірної стінки № 6 земляної вставки наведено на рис. 1.



**Рис. 1. Фрагмент підпірної стінки № 6 земляної вставки в межах секцій С5–С4**

**Методологія візуального обстеження земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС.** Під час проведення візуального обстеження конструкцій споруди було виконано наступні процедури:

- вимірювання геометричних розмірів конструкцій, елементів і перерізів (для 10 % однотипних конструкцій);
- огляд конструкцій з метою перевірки відповідності фактичної та проектної конструктивних схем;
- обстеження елементів мостового полотна;
- огляд зовнішньої поверхні залізобетонних конструкцій на наявність пошкоджень та руйнувань, тріщин, ділянок оголення і корозії арматурних стрижнів, закладних деталей тощо;
- визначення ділянок із пошкодженнями і дефектами;
- визначення стану вузлів сполучення елементів і конструкцій;
- вибір місць і кількості інструментальних випробувань елементів і конструкцій неруйнівними методами контролю.

У процесі виконання візуального обстеження фіксувались геометричні розміри та положення основних несних конструкцій у плані та по висоті елементів споруди, причому заміри виконувались на конструкціях, не закритих декоративним оздобленням.

**Результати візуального обстеження земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС.** Під час проведення обстеження було встановлено, що фактичні розміри і розміщення елементів та конструкцій підпірної стінки № 6, монолітних конструкцій опор № 0 і 6, підпірної стінки № 8 та мостового полотна в цілому відповідають проектним рішенням наявних робочих креслень. Виявлені в процесі обстеження основні дефекти та пошкодження елементів та конструкцій земляної вставки наведені в таблиці 1.

Характерні дефекти та пошкодження несних конструкцій земляної вставки приведені на рис. 2–4.

**Результати інструментальних досліджень елементів земляної вставки автопроїзду по греблі ДніпроГЕС.** Визначення фактичної міцності й однорідності бетону на ділянках залізо-



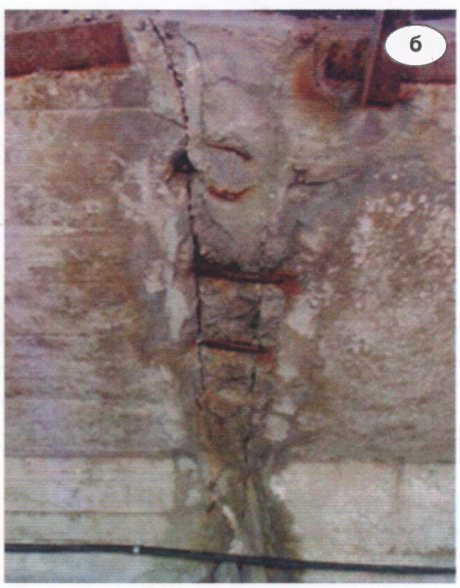










**Рис. 2.**
**Характерні дефекти залізобетонних конструкцій підпірної стінки № 6:**
**а** – похилі тріщини, висоли на поверхні бетону;
**б** – руйнування бетону омонолічування стиків, оголення та корозія арматури, закладних деталей;
**в** – сліди регулярного замокання, руйнування захисного шару та висоли на поверхні бетону;
**г** – корозія закладних деталей кріплення огорожі

Таблиця 1

**Основні дефекти та пошкодження конструктивних елементів земляної вставки**

| Ч.ч | Елемент споруди | Дефекти та пошкодження |
|---|---|---|
| 1. | Дефекти, характерні для всіх залізобетонних конструкцій | Руйнування захисного шару бетону, оголення і корозія арматури.<br>Каверни, локальні механічні пошкодження, сколювання бетону конструкцій на окремих ділянках.<br>Шарувата корозія металевих закладних деталей та елементів кріплення огорожі, відшарування пластин іржі.<br>Руйнування заповнення швів між блоками, руйнування монолітного бетону стиків.<br>Сліди регулярного замокання, висоли на поверхні бетону, ураження конструкцій пліснявою.<br>Накопичення будівельного та побутового сміття, проростання рослин. |
| 2. | Підпірна стінка № 6 | Вертикальні та похилі тріщини шириною розкриття до 2,0 мм на окремих ділянках вертикальних конструкцій та консолі.<br>Вертикальні та похилі тріщини (розломи) шириною розкриття до 25 мм у блоках секцій 6 і 7.<br>Розкриття швів стиків між блоками консолі секцій 6 і 7 до 25 мм. |
| 3. | Підпірна стінка № 8 | Зафіксовані дефекти, характерні для всіх залізобетонних конструкцій (див. поз. 1). |
| 4. | Опори № 0 і 6 | Вертикальні та похилі тріщини шириною розкриття до 2,0 мм шафової стінки опори № 6.<br>Вертикальна тріщина шириною розкриття до 15 мм насадки опори № 0.<br>Руйнування захисного шару бетону, оголення і корозія арматури на ділянці сполучення консолі опори № 6 та прогонової будови 5–6. |
| 5. | Арковий прохід галереї до шлюзів | Вертикальні та похилі тріщини шириною розкриття до 5,0 мм зосереджені в зоні контакту стін з арковим склепінням.<br>Руйнування захисного шару бетону, оголення і корозія арматури на окремих ділянках стін та аркового склепіння.<br>Локальні руйнування бетону в місцях кріплення перильної огорожі. |
| 6. | Проїзна частина та тротуари | Перелом поздовжнього профілю проїзної частини, тротуарного проходу та перильної огорожі з просадкою асфальтобетонного покриття проїзної частини лівостороннього проїзду земляної вставки на опорі № 0. |
| 6.1 | Покриття проїзної частини | Знаходиться у нормальному стані. Мають місце ділянки напливу асфальтобетонного покриття на бортовий камінь вздовж огорожі безпеки. |
| 6.2 | Деформаційні шви | Фізичний знос ущільнювача компенсатора шва тротуару на опорі № 0.<br>Засмічення деформаційного шва проїзної частини на опорі № 6 |
| 6.3 | Перильна огорожа | Наскрізна корозія нижнього поясу перильної огорожі.<br>Пошкодження (фізичний знос) лакофарбового покриття.<br>Порушення цілісності (неперервності) нижнього поясу перильної огорожі.<br>Відсутність заповнення перильної огорожі в зоні розміщення щогл освітлення |
| 6.4 | Бар'єрна огорожа | Деформація стійок та консолі-амортизатора бар'єрної огорожі.<br>Відсутність стійок бар'єрної огорожі.<br>Відсутність елементів кріплення стрічки бар'єрної огорожі.<br>Понаднормований крок розміщення стійок бар'єрної огорожі безпеки.<br>Відсутність кінцевої ділянки огорожі безпеки. |
| 6.5 | Тротуари | Перевищення рівня кришок комунікаційних люків над рівнем прохожої частини тротуару.<br>Звуження ширини тротуарних проходів за рахунок виступаючих частин щогл освітлення. |
| 6.6 | Тротуарне покриття | Поперечні тріщини в асфальтобетонному покритті вздовж температурних швів.<br>Нерівності асфальтобетонного покриття.<br>Засмічення та рослинність вздовж бар'єрної огорожі. |
| 6.7 | Ліхтарні щогли | Суцільна корозія металевих елементів кріплення щогл освітлення.<br>Відсутність кришок розподільчих коробок на щоглах. |
| 6.8 | Система водовідведення | Локальні руйнування (фізичний знос) чавунних решіток.<br>Використання нестандартизованої решітки. |

бетонних конструктивних елементів земляної вставки (підпірної стінки № 6, тротуарної консолі підпірної стінки № 6, внутрішньої стіни аркового проїзду до шлюзів ДніпроГЕС) та шафових стін опор № 0 і 6 виконувалось двома методами неруйнівного контролю: ультразвуковим [2] і відривом зі сколюванням [3].

Ультразвукові випробування виконувались приладом УК-14ПМ із пристроєм для поверхневого прозвучування УПП із базою прозвучування







**Рис. 3.**
**Руйнування бетону омонолічування на стиках консолі:**
**а** – похилі тріщини шириною розкриття до 22 мм;
**б** – розкриття швів до 25 мм між блоками підпірної стінки № 6







**Рис. 4. Характерні дефекти залізобетонних конструкцій аркового проходу галереї:**
**а** – сліди регулярного замокання та висоли на поверхні стін, руйнування захисного шару бетону, оголення та корозія арматури, закладних деталей;
**б** – розкриття шва між елементами склепіння та стіни аркового проходу, каверни та локальні сколювання бетону, сліди регулярного замокання та висоли на поверхні

120 мм і абсолютною похибкою розповсюдження ультразвуку не більше ± (0,01$T$ + 0,1) мкс, де $T$ – час. Що ж стосується механічних випробувань методом відриву зі сколюванням, то вони проводились за допомогою приладу ГПНВ-5 із відносною похибкою вимірювання зусилля не більше ± 3,5 %. А відносна похибка визначення міцності бетону на стиск застосованими методами не перевищувала ± 12 %.

Задля оцінювання міцності бетону залізобетонних конструкцій згідно з [4] виконувалась статистична обробка результатів випробувань, під час якої окремо для кожного виду конструктивних елементів розраховувались середні значення міцності $f_{cm}$ , середньоквадратичні відхилення $S_m$ і коефіцієнти варіації міцності бетону $V$. А для конструкцій, де фактичний коефіцієнт варіації знаходився в межах нормативного значення, відповідний клас міцності бетону приймався за середньою міцністю $f_{cm}$ згідно з таблицею 3.1 [5]. Результати оцінювання міцності бетону в обстежених конструкціях наведені у таблиці 2.

Зазначимо, що згідно з даними таблиці 2 коефіцієнти варіації міцності бетону шафових стінок опор № 0 і 6 і в тротуарній консолі знаходяться у межах нормованого показника ($V_{норм.}$ = 0,135), а в підпірній стінці № 6 і внутрішній стіні аркового проходу фактичні коефіцієнти варіації перевищують цей показник.

Таблиця 2

**Результати оцінювання міцності бетону в елементах земляної вставки**

| Ч.ч | Назва конструктивного елемента | Середня міцність бетону, $f_{cm}$, МПа | Коефіцієнт варіації міцності бетону $V$ | Відповідний клас міцності бетону |
|---|---|---|---|---|
| 1. | Шафова стінка опори №6 | 45,4 | < 0,06 | C30/35 |
| 2. | Підпірна стінка № 6 | 44,6 | 0,16 | C25/30 |
| 3. | Шафова стінка опори № 0*) | 26,5 | 0,10 | CI 6/20 |
| | | 47,7 | не визначався | C30/35 |
| 4. | Тротуарна консоль підпірної стінки | 53,4 | 0,06 | C32/40 |
| 5. | Внутрішня стіна аркового проходу галереї до шлюзів | 34,2 | 0,15 | C20/25 |

*) **Примітка.** Результати наведені для двох різних ділянок стінки опори № 0.

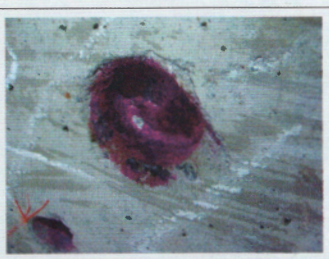
**Визначення глибини карбонізації бетону**. Дослідження з визначення корозійного пошкодження бетону проведено за методикою [6]. Ділянки для випробувань були прийняті на зовнішній поверхні шафової стінки опори № 6 та підпірної стінки № 6 земляної вставки. Глибина карбонізації визначалась в отворах вибурених кернів, а також на ділянках механічних випробувань міцності бетону методом відриву зі сколюванням.

Глибина вибурювання кернів ∅ 40 мм знаходилась у межах 100 мм. Після вилучення керна, його поверхню та місце вибурювання ретельно очищали від утвореного пилу нагнітаючим повітрям. Потім на поверхню отвору з вибуреним керном і на місце сколювання бетону наносився розчин фенолфталеїну, а через декілька секунд після цього оцінювалась глибина карбонізації бетону (за малиновим забарвленням розчину фенолфталеїну при його взаємодії з лужним середовищем бетону). В місцях, де реакція не відбувалась, фенолфталеїн не змінював свій колір на малиновий, що й свідчило про карбонізацію бетону. Глибина карбонізації вимірювалась штангенциркулем із точністю до 1,0 мм. Приклади визначення глибини карбонізації бетону наведено в таблиці 3.

**Визначення ступеня корозії арматури**. Визначення ступеня корозії арматури здійснювалось за методикою [6] на частинах несних конструкцій із характерними пошкодженнями (відсутністю) захисного шару бетону, оголенням і корозією арматури. За результатами візуального обстеження такі ділянки були виявлені на

Таблиця 3

**Результати визначення глибини карбонізації бетону (на прикладі підпірної стінки № 6)**

| Позначення ділянки | Глибина карбонізації бетону, мм | Фотофіксація | Примітка |
|---|---|---|---|
| К2 | 17–20 |  | Ділянка механічних випробувань |
| К7 | 7–8 |  | Ділянка біля тріщини з висолами |

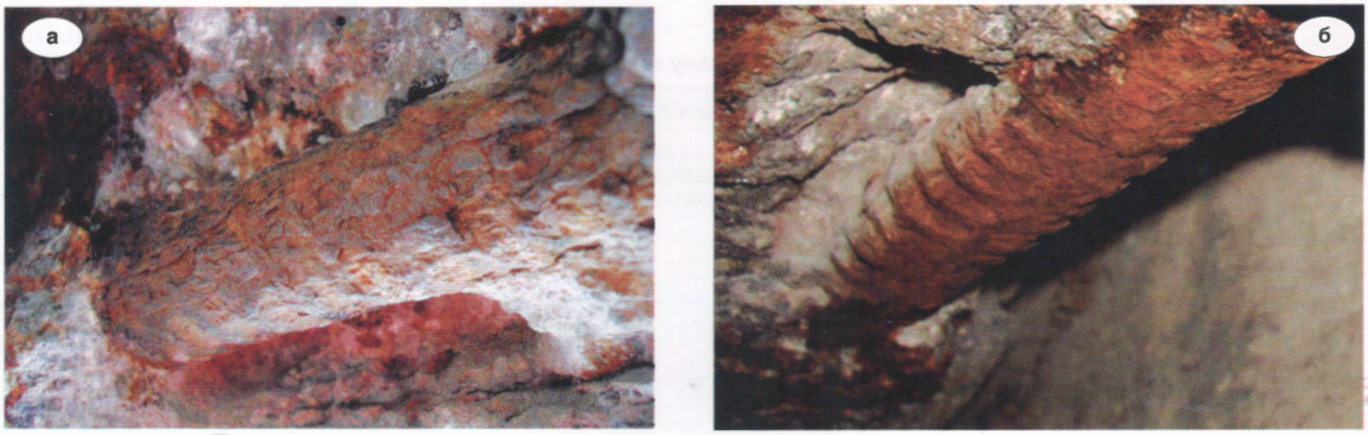



**Рис. 5. Загальний вигляд арматурних стрижнів конструкцій підпірної стінки № 6 із зафіксованим зменшенням площі поперечного перерізу:**
**а** – до 28,35 мм$^2$ (8,44 %); **б** – перерізу в межах допустимих відхилень

підпірній стінці № 6 й консолях тротуарних плит, причому на них захисний шар бетону був або відсутній повністю (зруйнований), або відшарований (пустоти при простукуванні), а також спостерігались сколи й тріщини, що помітно впливало на захист і збереження арматури в пасивному стані.

Перед проведенням обстеження оголення арматурних стрижнів від бетону виконувалось за допомогою перфоратора, після чого стрижень зачищався від продуктів корозії металевою щіткою, а вимірювання його діаметра виконувалось за допомогою штангенциркуля з точністю до 0,1 мм.

Під час обстеження було виявлено, що робоча поздовжня арматура діаметром 16 та 22 мм (армування конструкції підпірної стінки № 6 та збірних плит тротуарної консолі виконано арматурою класу А-І діаметром 8 і 10 мм і класу А-ІІІ діаметром 12, 16, 22, 25 мм) має зношеність по площі поперечного перерізу стрижня через корозію металу на максимальну величину від 5,94 % до 8,44 % відповідно. Результати фотофіксації арматури періодичного профілю з номінальними діаметром 12, 16, 22 мм та гладкої арматури діаметром 10 мм при визначенні ступеня корозії наведено на рис. 5.

**Оцінювання технічного стану конструктивних елементів земляної вставки**. Оцінювання технічного стану конструктивних елементів земляної вставки проведено на підставі аналізу результатів оцінювання несної здатності підпірної стінки № 6 із урахуванням виявлених дефектів і динаміки їх розвинення, показників міцності бетону досліджуваних конструкцій та ступеня корозії арматури, придатності або непридатності конструкцій та елементів земляної вставки для подальшої експлуатації, а також результатів вібродинамічних випробувань згідно з методологічним підходом [7].

У результаті проведеного обстеження конструктивних елементів земляної вставки та аналізу отриманих результатів встановлено, що виявлені дефекти й пошкодження несних конструкцій та елементів впливають на безпеку руху автотранспорту та пересування пішоходів, а також на експлуатаційну надійність споруди в цілому. Крім того, виявлені під час обстеження земляної вставки дефекти та пошкодження суперечать вимогам міцності та стійкості, безпеки життя і здоров'я людини та безпеки експлуатації споруди згідно з вимогами [8]. І саме через це оцінювання технічного стану об'єкта проведено на відповідність основним вимогам [8], а також забезпечення доступу до об'єкта осіб із інвалідністю та інших маломобільних груп населення. Результати виконаного оцінювання представлено в таблиці 4.

Що ж стосується загального технічного стану земляної вставки, то за рейтингом основних конструктивних елементів він оцінюється як ***обмежено працездатний*** (експлуатаційний стан 4).

**Прогнозування залишкового ресурсу конструктивних елементів земляної вставки**. Відомо, що залишковий ресурс конструктивних елементів мостових споруд визначається шляхом розв'язання рівняння їхньої деградації [7]:

$$P_i = 1 - 0{,}008333(\lambda t)^5 e^{-\lambda t},$$

де прийнято, що $P_i$ – надійність елемента в $i$-му експлуатаційному стані; $\lambda$ – параметр інтенсивності відмов; $e = 2{,}718$ – основа натурального логарифма; $t$ – час.

Таблиця 4

**Результати оцінювання технічного стану елементів і конструкцій земляної вставки**

| Ч.ч | Елемент споруди | Аналіз відповідності будівельних конструкцій та елементів земляної вставки | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | за експлуатаційним станом | за вимогою забезпечення безпеки експлуатації | за доступом до об'єкта осіб із інвалідністю та інших маломобільних груп населення | за вимогою забезпечення безпеки життя і здоров'я людини та захисту природного середовища |
| 1. | Підпірна стінка № 6 | 4 | – | 4 | – |
| 2. | Підпірна стінка № 8 | 3 | – | 3 | – |
| 3. | Опора № 0 | 4 | – | 4 | – |
| 4. | Опора № 6 | 3 | – | 3 | – |
| 5. | Арковий прохід галереї до шлюзів | 4 | – | 4 | – |
| 6. | Проїзна частина та тротуари | | | | |
| 6.1 | Покриття проїзної частини | 3 | – | 3 | – |
| 6.2 | Деформаційні шви | 3 | 3 | 3 | – |
| 6.3 | Перильна огорожа | 5 | – | 5 | 5 |
| 6.4 | Бар'єрна огорожа | 5 | – | 5 | 5 |
| 6.5 | Тротуари | 5 | – | 5 | 5 |
| 6.6 | Ліхтарні щогли | 3 | – | 3 | – |
| 6.7 | Система водовідведення | 4 | 4 | 4 | – |

**Примітка.** Значення в таблиці відповідають експлуатаційним станам елементів відповідно до [7].

Таблиця 5

**Визначення залишкового ресурсу елементів споруди**

| Група конструктивних елементів | Номер експлуатаційного стану | $P_{16}$ | $\lambda_{i,j}$ | $t$ | Ресурс ($T5$), років | Залишковий ресурс, років $T = T5 - t$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Мостове полотно | 5 | 0,9584 | 0,04725 | 43 | 43 | 0 |
| Підпірна стінка № 6 | 4 | 0,9798 | 0,0375 | 43 | 57 | 10 |
| Підпірна стінка № 8 | 3 | 0,9925 | 0,02835 | 43 | 71 | 28 |
| Опора № 0 | 4 | 0,9798 | 0,0375 | 43 | 57 | 10 |
| Опора № 6 | 3 | 0,9925 | 0,02835 | 43 | 71 | 28 |
| Галерея | 4 | 0,9998 | 0,0375 | 43 | 57 | 10 |

В свою чергу, параметр інтенсивності відмов елемента у стані $i$ для часу $t = j$ визначається за формулою

$$\lambda_{i,j} = \lambda_{i,1} / t,$$

в якій застосовані наступні позначення: $\lambda_{i,j}$ – значення параметра інтенсивності відмов елемента у стані $i$ для часу $j$; $\lambda_{i,1}$ – значення параметра інтенсивності відмов елемента у стані $i$ за таблицею Г.1 [7] із перерахунком для $t = 1$; $t$ – час (роки), що пройшов від початку експлуатації.

І саме за допомогою рівняння деградації елементів споруди визначається час ($T5$), що проходить від початку експлуатації елемента до його переходу в стан 5. З урахуванням зазначеного в таблиці 5 викладені результати розрахунків залишкового ресурсу конструктивних елементів земляної вставки.

Як засвідчують наведені у таблиці 5 дані, залишковий ресурс підпірної стінки № 6, опори № 0 та галереї становить 10 років, підпірної стінки № 8 і опори № 6 – 28 років, а для мостового полотна залишковий ресурс повністю вичерпано.

**Висновки.** Аналіз результатів робіт із обстеження будівельних конструкцій з метою своєчасного виявлення та оцінювання дефектів і пошкоджень земляної вставки автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС у м. Запоріжжя дозволяє дійти таких висновків:

1. Виявлені у результаті візуального обстеження дефекти і пошкодження елементів та конструкцій земляної вставки впливають на безпеку руху, вантажопідйомність, довговічність та надійність безпечної подальшої експлуатації споруди. Згідно з [7] до експлуатаційного стану 3 (працездатний) віднесені: опора № 6, підпірна стінка № 8, стовпи освітлення, покриття проїзної частини, деформаційні шви; до експлуатаційного стану 4 (обмежено працездатний) – опора № 0, підпірна стінка № 6, арковий прохід та стіна галереї, система водовідведення; до експлуатаційного стану 5 (непрацездатний) – перильна огорожа, огорожа безпеки проїзної частини, тротуари. В цілому, експлуатаційний стан земляної вставки класифікується як стан 4 (обмежено працездатний).

2. Основні руйнування бетону несних конструкцій підпірної стінки № 6 пов'язані з просочуванням вологи крізь конструкцію дорожнього одягу та шви між збірними плитами в захисний шар бетону та зволоженням консолі та стінки за висотою. Більше того, під час обстеження виявлено вертикальні тріщини шириною розкриття до 15 мм у бетоні секцій підпірної стінки № 6 з відповідним маркуванням.

3. Недоліки виконання будівельних робіт та порушення технологічних режимів спорудження збірно-монолітної підпірної стінки № 6 за період експлуатації проявилися у вигляді низької міцності поверхневого шару бетону підпірної стінки.

4. За результатами інструментальних досліджень залізобетонних конструкцій земляної вставки неруйнівними методами встановлені класи бетону за міцністю конструкцій з урахуванням фактичних коефіцієнтів варіації, а саме: опора № 0 (крім ділянки бетону з гофрованою опалубкою), опора № 6 та тротуарна консоль підпірної стінки № 6 відповідають класу міцності бетону С30/35; ділянка опори з гофрованою опалубкою на опорі № 0 – С16/С20, що нижче нормативних значень згідно з [9]; підпірна стінка № 6 – С25/30; внутрішні стіни аркового проходу галереї – С20/25.

5. За результатами визначення корозійного пошкодження бетону та арматури конструкцій підпірної стінки № 6 встановлено наступне: на неушкоджених ділянках карбонізація бетону складає до 1 мм, або відсутня; максимальна глибина карбонізації бетону лицьової поверхні підпірної стінки № 6 становить 24 мм; корозійний стан арматурних стрижнів у цілому є задовільним, спостерігаються поодинокі осередки поверхневої корозії на ділянках недоущільнення бетонної суміші під час формування конструкцій. Ступінь корозії арматурних стрижнів робочої арматури ∅ 16 мм сягає 5,94 %, а арматурних стрижнів ∅ 22 мм – у межах до 8,44 %.

Підсумовуючи викладене вкажемо на те, що, по-перше, виявлені під час обстеження земляної вставки дефекти та пошкодження не відповідають вимогам міцності та стійкості, безпеки життя та здоров'я людини й експлуатації споруди згідно з [8], а елементи мостового полотна не відповідають вимогам щодо забезпечення доступу до об'єкта осіб із інвалідністю та інших маломобільних груп населення. Що ж стосується підготовлених рекомендацій щодо відновлення експлуатаційної придатності конструкцій та елементів земляної вставки та підсилення пошкоджених несних конструкцій, то їх невідкладна реалізація, і це є по-друге, дозволить не тільки поліпшити умови утримання земляної вставки, а й забезпечити сумісність роботи існуючих фундаментів, опор та підпірних стінок.


[1] Порядок проведення обстеження прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва, затверджений постановою Кабінету Міністрів України від 12.04.2017 р. № 257.

[2] ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 22 с.

[3] ДСТУ Б В.2.7-220:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 20 с.

[4] ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 23 с.

[5] ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 71 с.

[6] Рекомендации по оценке состояния железобетонных конструкций при эксплуатации в агрессивных средах. – Москва: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. – 34 с.

[7] ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 45 с.

[8] Закон України «Про надання будівельної продукції на ринку» від 02.09.2020 р. № 2698.

[9] ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2006. – 217 с.


*Надійшла 12.10.2020 р.*

УДК 624.21.095

# ДИНАМІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗЕМЛЯНОЇ ВСТАВКИ У СКЛАДІ АВТОДОРОЖНЬОГО ПЕРЕЇЗДУ СПОРУДАМИ ДНІПРОВСЬКОЇ ГЕС

Розглянута методика, умови і схеми проведення динамічних досліджень дорожнього покриття автодорожнього проїзду і основних будівельних конструкцій земляної вставки у складі автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС у м. Запоріжжя. Описані технічні характеристики конструкцій (у т.ч. дорожнього одягу) земляної вставки і діючі тимчасові навантаження. Наведено й проаналізовано результати динамічних досліджень у вигляді графіків горизонтальних й вертикальних віброприскорень і їх амплітудних спектрів, побудованих за записами відповідних часових сигналів. За результатами виконаних досліджень сформульовано вихідні дані для розроблення проектної документації на капітальний ремонт та підготовлені рекомендації щодо подальшої безпечної експлуатації земляної вставки.

The article considers methodology, conditions and dynamic researches implementation schemes of the automobile driveway road surface and main building structures of the earthen insert, being a part of road driveway through Dnieper Hydroelectric Station structures in Zaporizhzhia city. There are described structures specifications (including road surface) of the earthen insert and active live loads. The results of dynamic researches are examined and represented as charts of horizontal and vertical vibration accelerations and their amplitude spectrums, graphed depending on records of relevant time signals. The initial data for the design documentation development for the capital repair are defined as a result of researches performed and the recommendations on further safe operation are prepared.

**Ключові слова:** мостова споруда, автодорожній проїзд, дорожнє покриття, динамічні дослідження, графік сигналу, графік амплітудного спектра, логарифмічний декремент.



**К.М. Бабік**
завідувач групи
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.



**Н.Д. Гах**
завідувач групи
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.



**В.В. Шалінський**
завідувач відділу
мостів та спеціальних споруд
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.,
старший науковий співробітник

Гребля Дніпровської гідроелектростанції (далі – Дніпровська ГЕС або ДніпроГЕС) у м. Запоріжжя, яка введена в експлуатацію у 1932 р. та реконструйована у 1977 р., є однією з найвизначніших інженерних гідротехнічних споруд. Вона одночасно слугує важливою ланкою транспортного сполучення міста між правим та лівим берегами р. Дніпро завдяки влаштуванню за всією її довжиною автодорожнього переїзду завдовжки 1585,82 м (рис. 1), який складається з комплексу унікальних і технічно складних із високим ступенем відповідальності споруд: естакади над шлюзами завдовжки 352,00 м, естакади спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м, автопроїзду по греблі завдовжки 666,00 м (складається з прогонових будов, виконаних у 1932 і 1977 рр.), моста через аванкамеру завдовжки 319,76 м і земляної вставки завдовжки 136,57 м (див. рис. 1, передній план).

Віднесення Дніпровської ГЕС до об'єктів критичної інфраструктури обумовлює вирішення в процесі проектування, будівництва та експлуатації її будівель і споруд низки складних завдань стосовно забезпечення їхньої безпеки й надійності, зниження негативного впливу на існуючу забудову та навколишнє середовище, мінімізації екологічних ризиків та гарантування безперервності транспортного сполучення упродовж всього проектного строку експлуатації. Цілком зрозуміло, що позитивне вирішення всіх перелічених задач неможливе без чіткого уявлення про дійсний технічний стан мостових споруд, експлуатація яких триває досить довго, що є важливою і одночасно складною інженерно-технічною проблемою.

Як приклад вирішення окресленої задачі розглянемо існуючий автодорожній проїзд по земляній вставці греблі ДніпроГЕС, яка є однією зі складових комплексу споруд автодорожнього переїзду по гідротехнічних спорудах зазначеної ГЕС, у частині проведення вібродинамічних випробувань і дослідження вібродинамічних впливів

 © Бабік К.М., Гах Н.Д., Шалінський В.В. 



**Рис. 1. Загальний вигляд автодорожнього переїзду спорудами греблі ДніпроГЕС**

і набутих дефектів на надійність і безпеку її подальшої експлуатації та планування ремонтно-відновлювальних робіт.

**Загальна характеристика конструкцій земляної вставки автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС**. Як вбачається з рис. 1, земляна вставка розташована на криволінійній ділянці (дві горизонтальні криві з радіусом кривини 125 м) і межує з опорою № 6 естакади через шлюзи (далі – опора № 6) та опорою № 0 естакади спряження греблі з лівим берегом (далі – опора № 0), сполучення з якими виконано з використанням перехідних плит завдовжки 8,0 м. Крім того, в тілі земляної вставки знаходяться два яруси технологічних споруд ГЕС-2, системи дощової каналізації та інженерні мережі.

Земляне полотно зі сторони верхнього б'єфа має відкісну частину насипу, яка на рівні проїзду на територію ГЕС-2 утримується підпірною стінкою № 8, а зі сторони нижнього б'єфа – збірно-монолітною підпірною стінкою № 6. Температурно-усадковими швами підпірна стінка розбита на десять секцій за геометричною схемою:

$$8{,}99 + 11{,}99 + 8{,}29 + 12{,}29 + 14{,}69 + 8{,}29 + 11{,}99 + 2 \times 20{,}30 + 15{,}28 = 136{,}57 \text{ м}.$$

Габарит проїзної частини земляної вставки (ширина проїзду між бар'єрами огорожі) включає чотири смуги руху автомобілів завширшки 3,5 м кожна, розширення на кривих, дві смуги безпеки по 0,50 м і становить від 15,40 м зі сторони естакади через шлюзи до 17,00 м зі сторони естакади сполучення греблі з лівим берегом. Для пішоходів влаштовано два тротуарні проходи: правосторонній завширшки 2,21 м (у просвіті – 1,76 м) і лівосторонній завширшки 2,36 м (у просвіті – 1,67 м) з асфальтобетонним покриттям завтовшки 30 мм.

Проектні нормативні тимчасові вертикальні навантаження на конструкції земляної вставки являють собою автомобільне навантаження Н-30 від чотирьох колон автомобілів вагою 30 тс кожен, колісне навантаження НК-80 від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс, розрахункове рівномірно розподілене навантаження на тротуари 400 кгс/м$^2$ і на дорожнє покриття – нормативне статичне навантаження на вісь 115 кН.

Що ж стосується конструкції дорожнього одягу земляної вставки, то проектом прийнято два типи для її різних ділянок. А саме: над технологічними спорудами застосоване двошарове асфальтобетонне покриття завтовшки 100 мм

поверх плит перекриття технологічних споруд ГЕС-2, а на грунтовій основі воно виконане з шарів крупнозернистого асфальтобетону завтовшки 50 мм, чорного щебеню завтовшки 60 мм, щебеню гранітного завтовшки 200 мм, щебеню доменного завтовшки 250 мм та ущільненого грунту основи. Додатково ж зазначимо, що восени 2019 р. виконані роботи із заміни покриття проїзної частини та деформаційних швів: влаштовано нове двошарове асфальтобетонне покриття проїзної частини завтовшки 100 мм із дрібнозернистого асфальтобетону та змонтовані деформаційні шви ДШ-2 і ДШ-3 типу «Mauer D80» на спряженні з опорою № 6 та опорою № 0 відповідно. А на плитах перекриття технологічних споруд ГЕС-2 улаштована нова гідроізоляція наплавленого типу.

Також вкажемо на те, що на момент виконання досліджень рух автотранспорту по автодорожньому проїзду спорудами Дніпровської ГЕС здійснювався двома смугами в обох напрямках, був достатньо інтенсивним і представлений, насамперед, легковим транспортом, малота середньовантажними автомобілями, міжміськими та міськими автобусами. Рух автопоїздів великої вантажності на момент обстеження не здійснювався. Стан дорожнього покриття – нормальний, без тріщин, вибоїн, колійності та ямковості.

**Методика динамічних досліджень земляної вставки та її окремих конструкцій**. В першу чергу зазначимо, що мета досліджень полягала, по-перше, у визначенні характеристик динамічного навантаження від руху автомобільного транспорту і, по-друге, у розробленні з урахуванням результатів аналізу отриманих даних рекомендацій щодо подальшої безпечної експлуатації споруди та підтриманні конструкції дорожнього одягу земляної вставки в належному експлуатаційному стані. А задля досягнення цієї мети було передбачено проведення записів коливань і встановлення переважаючих частот динамічного впливу й максимальних амплітуд віброприскорень у вертикальному та горизонтальному напрямках за різної інтенсивності руху автотранспорту на характерних ділянках земляної вставки.

Що ж стосується методики динамічних досліджень, то її сутність була визначена з урахуванням вимог норм [1] і передбачала проведення чотирьох етапів робіт, а саме: реєстрацію вібросигналів фактичних коливань дорожнього покриття та конструкцій підпірної стінки № 6 земляної вставки у вертикальному та горизонтальних напрямках під час руху автотранспорту; обробку вібросигналів із метою отримання часових сигналів коливань для різних режимів динамічного впливу; побудову амплітудних вузькосмугових спектрів коливань визначення переважаючих періодів динамічного впливу та визначення рівня та параметрів динамічного навантаження на дорожнє покриття та конструкції підпірної стінки № 6 земляної вставки в місцях проведення досліджень. У розвиток наведеного вкажемо також на те, що реєстрація вібросигналів виконувалась із застосуванням автономної багатоканальної вібровимірювальної апаратури у складі трьох модулів вимірювання низькочастотної вібрації з датчиками вібрації, ноутбука з програмним комплексом «Сейсмомоніторинг» [2] для запису в режимі реального часу та обробки вібросигналів і з'єднувальних кабелів, загальний вигляд якої представлено на рис. 2. Діапазон частот при запису коливань був прийнятий у межах 0,3–100 Гц, що забезпечило якісну реєстрацію частот і амплітуд вимушених коливань конструкції при впливах автотранспорту.

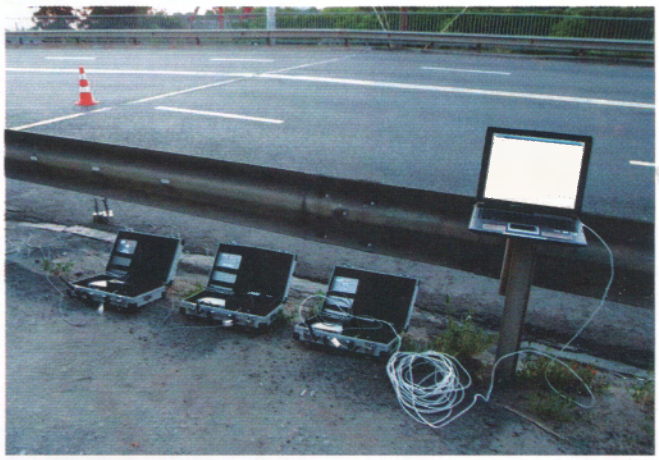


**Рис. 2. Загальний вигляд автономної багатоканальної вібровимірювальної апаратури під час проведення динамічного обстеження конструкцій земляної вставки**

**Умови та схеми проведення динамічних досліджень**. З огляду на те, що динамічні дослідження проводились без жодних обмежень або закриття руху автотранспорту по автодорожньому проїзду на земляній вставці, задля уникнення утворення можливих заторів вони виконувались виключно у ранковий час – з четвертої до сьомої години, коли автомобільний рух був не досить насиченим. Останнє надало змогу при проведенні

досліджень використати три види джерел вібраційного впливу: мікросейсмічні впливи (вітер, віброактивне устаткування, яке працювало на прилеглих майданчиках, тощо); динамічний вплив від автотранспорту, що рухався проїзною частиною автопроїзду в обох напрямках (фоновий режим); динамічний вплив від завантаженої вантажівки «МАЗ-5550» загальною вагою близько 17 т, що рухалася відокремленою крайньою смугою з різною швидкістю, зокрема через штучно влаштовані перешкоди (дерев'яні бруски завтовшки 4 см). Ба більше, визначення динамічного впливу було проведено при різних режимах руху автотранспорту з фіксацією часу початку записів (кожен із яких тривав 3 хв.) й джерела та моменту динамічного впливу (вантажівка «МАЗ-5550», рейсові автобуси, легковий транспорт тощо).

Треба також вказати на те, що в рамках розробленої методики загалом було реалізовано дев'ять схем розміщення датчиків вібрації, завдяки чому в повному обсязі виконано записи вібросигналів коливань дорожнього покриття та конструкцій підпірної стінки № 6 земляної вставки у вертикальному та горизонтальному напрямках на різних ділянках та у різних режимах руху автотранспорту. Ілюструють сказане рис. 3 і рис. 4, на яких показані деякі зі схем розміщення вібродатчиків на проїзній частині, тротуарному проході та на конструкціях підпірної стінки № 6 земляної вставки.

Вимірювання коливань проводились при фоновому русі автотранспорту на швидкостях 5, 10, 20 км/год і при проїзді вантажівки зі швидкістю 50 км/год. А штучні перешкоди на шляху руху вантажівки влаштовувалися (як вже було вказано вище) завдяки укладанню на проїзну частину дерев'яних брусків завтовшки 4 см за двома варіантами: або один брусок, або два бруски на відстані 3,4 м один від одного, що відповідає відстані між осями коліс вантажівки.

А зараз привернемо увагу до однієї важливої обставини динамічних досліджень, яка була виявлена при обстеженні технічного стану дорожнього одягу земляної вставки і чинила певний вплив на їх результати. Мова йде про те, що при вже згаданому обстеженні було виявлено перелом поздовжнього профілю зі зміщенням й осіданням асфальтобетонного покриття земляної вставки в межах опори № 0 зі сторони нижнього б'єфа, який стався внаслідок виконання ремонтно-відновлювальних робіт із підсилення ростверку



**Рис. 3. Розміщення датчиків вібрації відповідно до схеми 2 за 2,5 м від деформаційного шва ДШ-3 на опорі № 0**



**Рис. 4. Розміщення датчиків вібрації відповідно до схеми 5 у процесі проведення досліджень при переїзді вантажівки через штучно влаштовані перешкоди**

опори № 0 [3]. Через це, на жаль, дорожнє покриття автодорожнього проїзду на ділянці біля опори № 0 виявилось розташованим нижче дорожнього покриття естакади спряження греблі з лівим берегом, що призводило до створення додаткового імпульсного навантаження при проїзді автотранспорту через деформаційний шов ДШ-3 і яке треба було враховувати при проведенні досліджень задля отримання достовірних результатів.

**Результати динамічних досліджень.** Як відомо, основною найбільш виразною формою відтворення результатів будь-яких динамічних досліджень прийнято вважати графіки горизонтальних й вертикальних віброприскорень і їх амплітудних спектрів, побудованих за записами відповідних часових сигналів. Тому при проведенні динамічних досліджень, які розглядаються у даній статті, були виконані записи зареєстрованих значень амплітуд віброприскорень дорожнього покриття

та конструкцій земляної вставки, а також діапазонів переважаючих частот в амплітудних спектрах коливань і побудовані відповідні графіки. Деякі приклади часових сигналів горизонтальних і вертикальних віброприскорень, а також середньоквадратичні значення (СКЗ) амплітудних спектрів віброприскорень дорожнього покриття та конструкцій земляної вставки, отримані в різних точках вимірювання при різних режимах руху автотранспорту, наведені на рис. 5–7.

А на рис. 8 наведено графіки логарифмічних декрементів коливань проїзної частини земляної вставки (у т.ч. грунтової основи підпірної стінки № 6), зафіксовані при проїзді вантажівки «МАЗ-5550» через штучні перешкоди. Як вбачається з цього рисунка, позитивне значення декремента коливань складає 0,7743 м/с$^2$, а від'ємне є таким, що дорівнює –0,5819 м/с$^2$.

З аналізу отриманих результатів динамічних досліджень випливають декілька цікавих обставин. Перша з них пов'язана з тим, що автомобільний транспорт, який рухається автодорожнім проїздом земляної вставки, створює складний вимушений вплив на її основу та будівельні конструкції, який складається з низько- та високочастотних компонентів у діапазоні від 2,0 до 80,0 Гц. Друга обставина полягає в тому, що максимальні значення віброприскорень земляної вставки у вертикальному, горизонтальних уздовж і поперек проїзду напрямках при фоновому русі автотранспорту є такими, що дорівнюють: проїзна частина – 0,126 м/с$^2$, 0,026 м/с$^2$ і 0,021 м/с$^2$; підпірна стінка № 6 – 0,046 м/с$^2$, 0,02 м/с$^2$ і 0,02 м/с$^2$; тротуарна консоль підпірної стінки № 6 – 0,122 м/с$^2$, 0,024 м/с$^2$ і 0,015 м/с$^2$, а при проїзді вантажівки «МАЗ-5550» загальною вагою близько 17 т через штучно влаштовані перешкоди становлять: дорожнє покриття та підпірна стінка № 6 – 0,32 м/с$^2$, 0,108 м/с$^2$ і 0,119 м/с$^2$; тротуарна консоль підпірної стінки № 6 – 0,028 м/с$^2$, 0,025 м/с$^2$ і 0,006 м/с$^2$. Третя обставина стосується значень, по-перше, переважаючих частот коливань дорожнього покриття та конструкцій підпірної стінки № 6, які зареєстровані в діапазоні 8–12 Гц у вертикальному та 5–25 Гц – у горизонтальних уздовж і поперек проїзду напрямках і, по-друге, логарифмічних декрементів коливань, які складають 0,5–0,8 для проїзної частини земляної вставки (у т.ч. грунтової основи підпірної стінки № 6) і 0,25–0,4 – для тротуарної консолі підпірної стінки № 6. І, нарешті, четверта обставина зводиться до розкриття особливостей визначення максимальних

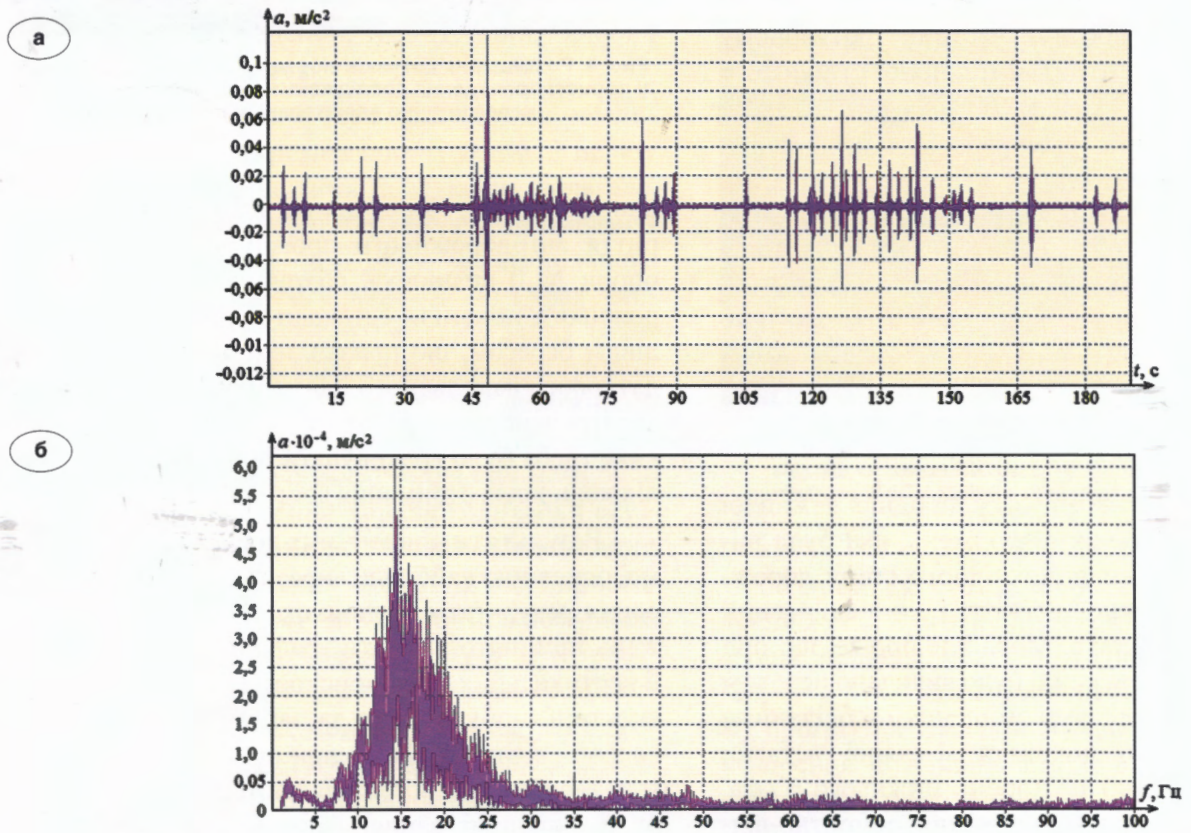
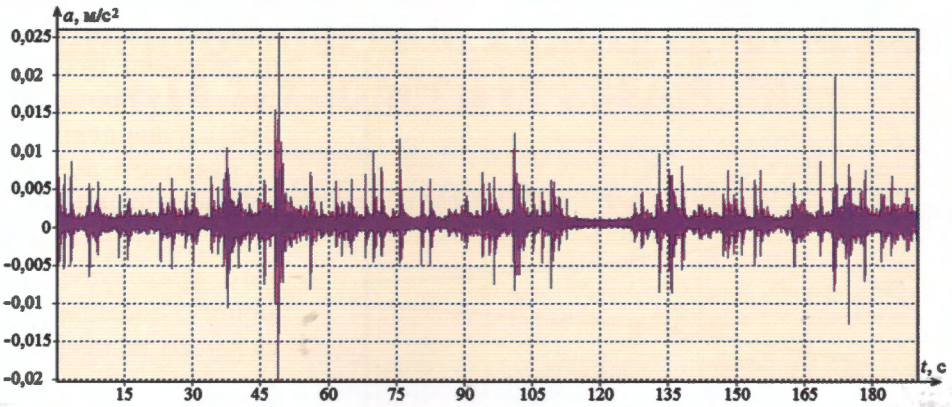



**Рис. 5. Графіки сигналу (а) та СКЗ амплітудного спектра (б) вертикальних коливань дорожнього покриття земляної вставки в межах опори № 0 при фоновому русі автотранспорту**

а




б

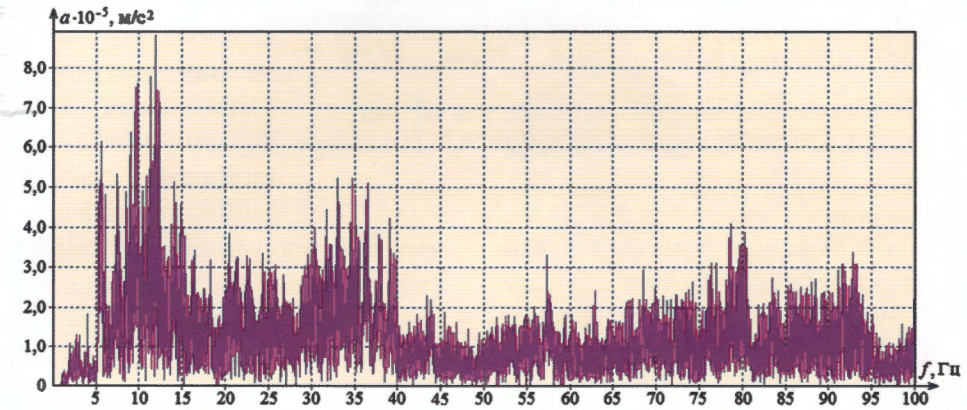
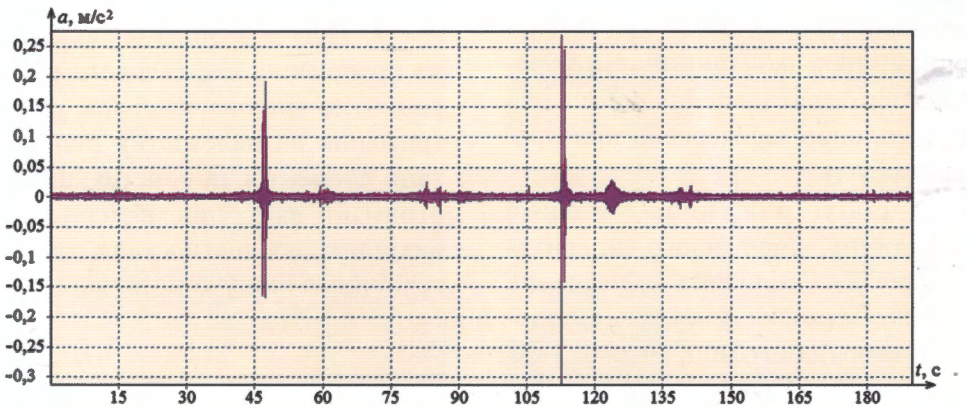



**Рис. 6. Графіки сигналу (а) та СКЗ амплітудного спектра (б) горизонтальних коливань консолі підпірної стінки на ділянці опори № 0 при фоновому русі автотранспорту**

а




б

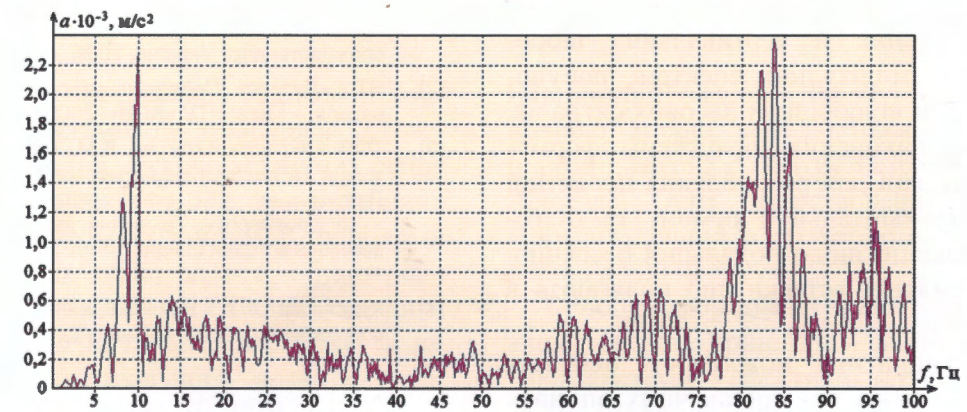



**Рис. 7. Графіки сигналу (а) та СКЗ амплітудного спектра (б) вертикальних коливань дорожнього покриття та підпірної стінки № 6 при проїзді вантажівки «МАЗ-5550» через штучну перешкоду**

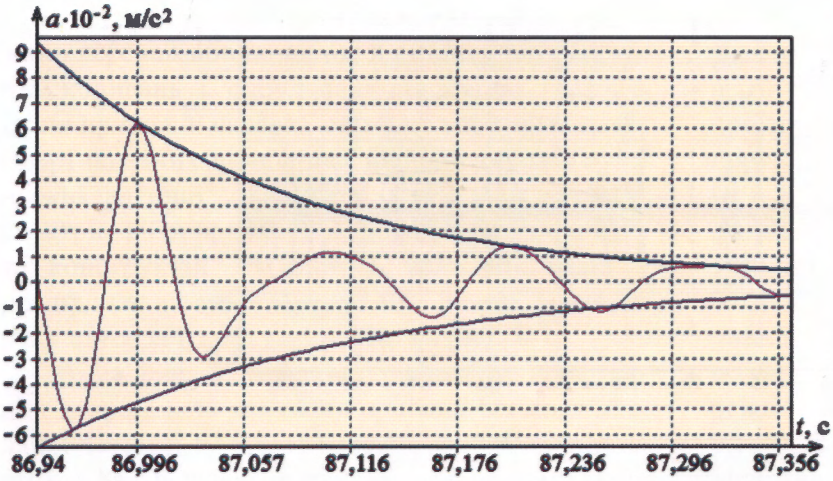



**Рис. 8. Графік логарифмічного декремента коливань проїзної частини земляної вставки (у т.ч. ґрунтової основи підпірної стінки № 6)**

величин віброприскорень конструкцій опори № 0 і опори № 6, що виникають під час проїзду автотранспорту через деформаційні шви, а саме: розташування дорожнього покриття земляної вставки на ділянці в межах опори № 0 нижче дорожнього покриття прогонової споруди естакади спряження греблі з лівим берегом (внаслідок виконання ремонтно-відновлювальних робіт із підсилення ростверку опори № 0) призводить до додаткових імпульсних навантажень при проїзді через деформаційний шов звичайного автотранспорту, зокрема максимальні значення вертикальних віброприскорень опор зафіксовано при проїзді міжміських автобусів.

**Висновки.** В статті розглянута методика динамічних досліджень дорожнього покриття автодорожнього проїзду і основних будівельних конструкцій земляної вставки у складі автодорожнього проїзду спорудами Дніпровської ГЕС у м. Запоріжжя. Наведено й проаналізовано результати динамічних досліджень у вигляді графіків горизонтальних й вертикальних віброприскорень і їх амплітудних спектрів, побудованих за записами відповідних часових сигналів. За результатами виконаних досліджень сформульовано вихідні дані для розроблення проектної документації на капітальний ремонт та підготовлені рекомендації щодо подальшої безпечної експлуатації земляної вставки, що полягають в наступному.

1. Задля уникнення можливості осідання основ та фундаментів при динамічних впливах допустиме віброприскорення ґрунту в горизонтальних та вертикальному напрямках не повинно бути більше 0,15 м/с$^2$, тому що у протилежному випадку (у разі перевищення даного значення) та наявності водонасичених ґрунтів осідання основ будівель і споруд може досягати 5,0 мм/рік [4]. Більше того, враховуючи результати геодезичних досліджень планово-вертикального положення конструкцій та характер виявлених пошкоджень підпірної стінки № 6 та опори № 0, дорожнє покриття автодорожнього проїзду земляної вставки та деформаційні шви ДШ-2 і ДШ-3 необхідно підтримувати у належному експлуатаційному стані задля зменшення імпульсних навантажень, що виникають при проїзді автотранспорту через напливи, тріщини, вибоїни, колійність тощо.

2. При розрахунках конструкцій земляної вставки необхідно враховувати потенційне динамічне навантаження, що складає не менше 10 % від статичних навантажень, а демпфування приймати у межах 7 % – 10 % для ґрунтової основи та 5 % – для залізобетонних конструкцій підпірної стінки № 6.

3. При розробленні проектної документації на проведення капітального ремонту, виконання ремонтно-відновлювальних робіт із метою підтримання на належному рівні безпеки експлуатації елементів та конструкцій земляної вставки отримані дані слід використовувати в якості вихідних для діагностики та експертної оцінки технічного стану конструкцій.


[1] ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008. Система стандартів безпеки праці. Вібраційна безпека. Загальні вимоги. – Київ: Держспоживстандарт України, 2009. – 26 с.

[2] НТЦ «Диатос». Сейсмомониторинг. Руководство пользователя. – Киев: НТУ «КПИ», 2009. – В электронном виде.

[3] ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського». Обстеження та паспортизація мостового переходу через ГТС Дніпровської ГЕС філії «Дніпровська ГЕС» ПрАТ «Укргідроенерго». Технічний звіт. Том 6.1. Обстеження земляної вставки (шифр 788У/2019-ТЗ-6-1). – Київ, 2020. – 170 с.

[4] *Кудрявцев И.А.* Влияние вибрации на основания и сооружения. – Гомель: БелГУТ, 1999. – 247 с.


*Надійшла 08.09.2020 р.*

# ПРОГРЕСИВНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ ТА ТЕХНОЛОГІЇ ЇХ ЗВЕДЕННЯ

## НА ЗДОБУТТЯ ДЕРЖАВНОЇ ПРЕМІЇ У ГАЛУЗІ НАУКИ І ТЕХНІКИ




**В.М. Бабаєв**
ректор Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова,
доктор наук з державного управління, професор



**М.К. Сухонос**
проректор Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова,
д.т.н., професор



**С.М. Євель**
голова правління ТОВ «Стальконструкція ЛТД»,
к.т.н.



**В.В. Шеветовський**
директор ТОВ «Керамічна група «Голден Тайл», PhD



**І.Д. Євзеров**
директор, науковий керівник проекту «Програмний комплекс ЛІРА 10» ТОВ «ВЕГА КАД» Група компаній «ЛІРА»,
д.т.н.



**О.В. Шимановський**
генеральний директор ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського», член-кореспондент НАН України,
д.т.н., професор



**А.І. Лантух-Лященко**
професор Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова,
д.т.н., професор



**В.С. Шмуклер**
завідувач кафедри Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова,
д.т.н., професор


Метою роботи «Прогресивні будівельні конструктивні системи та технології їх зведення» – є розроблення науково-технічних основ створення і впровадження високоефективних прогресивних будівельних систем і технологій їх виробництва, що, перш за все, обумовлено необхідністю мінімізації негативних еколого-кліматичних та енергетичних наслідків агломераційного й індустріального розвитку суспільства. Такі позиції ще у 2010 році були підтримані на Міжнародному конгресі у Вашингтоні «Think Globally, Build Locally» та повною мірою корелюються із Глобальними цілями Сталого розвитку Резолюції Генеральної Асамблеї ООН «Перетворення нашого світу: Порядок денний в області сталого розвитку на період до 2030 року».

Робота сформована і реалізована згідно з тріадою: «наукові принципи – раціональні конструктивні системи – ефективні технології» і базується на головних аспектах стійкого розвитку – економічному, соціальному й екологічному.

© Бабаєв В.М., Євель С.М., Євзеров І.Д., Лантух-Лященко А.І., Сухонос М.К., Шеветовський В.В., Шимановський О.В., Шмуклер В.С.

Слід зазначити, що в основі розроблення технології проектування лежить принципово нова концепція, структурне формування якої почало інтенсивно розвиватися з 2007 року і отримало назву «Топологічна оптимізація». Її відображення також представлено за кордоном SIMP та BESO-методами, що фундують нові блоки всесвітньо відомих програмних комплексів ANSYS і ABAQUS. Але пропонований в даній роботі BEO-метод є ексклюзивною модифікацією позначеного підходу, який має ряд принципових відмінностей, до яких можна віднести наступні:

- створення образу конструкції виконується на базі розгляду формування об'єкта як відкритої системи, що знаходиться в нерівноважних умовах. Як приклади тут можна привести розроблені авторами даної роботи ще у 90-ті роки минулого сторіччя патенточисті конструкції мостів портальних і внутрішньоцехових функціонуючих кранів вантажопідйомністю від 400 до 800 тон, які мають відкритий поперечний переріз;
- з метою збереження та експлуатації загальноприйнятої модульної системи і традиційних вузлів зчленування елементів реалізована можливість відтворення зовнішньої геометрії в початковому вигляді об'єкта та побудування складної внутрішньої. Ця процедура передбачає наступне:

• для залізобетонних і сталезалізобетонних конструктивів формування покроковим шляхом ступінчастої внутрішньої структури у вигляді конструктивно анізотропного середовища з подальшим формуванням відповідної внутрішньої порожнини, що є подібним структурі об'єктів живої природи;

• для металевої частини сталезалізобетонних елементів і металевих елементів – створення просторових структур або перфорованих оболонок із жорсткостями, які змінюються за заданим законом. Процедурно-обчислювальна реалізація методу міститься в програмному комплексі «Ліра 10.n»;

- реалізована відмова від пошуку локальних екстремальних значень критеріїв для функцій, які відносяться до класу $Ц^1$. На заміну розроблено метод знаходження глобального екстремуму функцій від багатьох змінних, що відносяться до класу $L^P$. Ця обставина зумовлює мінімізацію помилок при обчисленнях. Окрім позначеного, даний підхід є також основою вперше розробленої логічно прозорої методології оцінки при проектуванні нових об'єктів та об'єктів, що підлягають реконструкції, можливості настання віртуального прогресуючого обвалення. Дана обставина є принципово необхідною при доповненні нормативної бази для проектування будівель та споруд, які відносяться до класу наслідків СС3. Слід зазначити, що як критерій при встановленні моменту руйнування будівлі чи споруди (перехід від порядку до хаосу) використовується факт досягнення значенням енергії деформацій точної верхньої грані, пошук якого і здійснено запропонованим методом;
- формування образу конструкції здійснено в умовах багатокритеріальності задачі, розробленим методом у вигляді побудови критерію-компромісу. Отримані за цим методом рішення істотно відрізняються від рішень, знайдених в умовах однокритеріальності;
- з метою оцінки і прогнозу ресурсу, як категорії довговічності, що є актуальною проблемою не тільки для нових конструкцій, але має самостійне надзвичайне значення як фактор державної стратегії управління при попередженні техногенних ризиків, з якою стикаються всі країни, які прагнуть оптимізувати фінансування експлуатації будівель та споруд, вперше в рамках представленої роботи класичне апріорне формулювання життєвого циклу експлуатації будівельної конструкції отримало строге наукове обґрунтування в термінах ресурсу. Тобто, конструкціям ставляться у відповідність універсальні моделі опису феноменологічних процесів деградації елементів будівель і споруд у вигляді випадкових функцій марковського типу. Центральна наукова ідея цього підходу укладена в новій парадигмі теорії споруд – що полягає у встановленні зв'язку рівнянь граничних станів зі «змінною» – у вигляді часу експлуатації. Необхідно відмітити, що всі основні положення цієї теорії так само, як і розроблені нові конструктивні системи пройшли комплекс унікальних експериментальних досліджень, при цьому, на натурних зразках, що є важливим етапом впровадження в практику будівництва конструкцій;

- враховуючи складність наявних методик експериментальних досліджень окремих оптимізованих елементів, яка полягає у необхідності оперативного зняття різнорідної інформації у великому числі точок з одночасним її обробленням, а також забезпеченням заданих поєднань навантажень, а також враховуючи обмеженість у практиці експериментів із будівельними конструкціями відповідних систем, у роботі був обґрунтований, сформований, адаптований і допрацьований комплекс технічних засобів автоматизованої системи наукових експериментальних досліджень.

Також слід відмітити, що результати представлених досліджень увійшли до значної кількості видань державних будівельних норм.

Позначені наукові підходи доповнюються двома патенточистими малобюджетними, що дуже важливо, методами експериментальних випробувань.

***Перший***. Як вже зазначалося, впровадження конструкцій нових видів, сучасних матеріалів і технологій їх виробництва потребує проведення натурних експериментів, які, в основному, є трудомісткими та дорогими. При цьому, особливий клас складають експерименти, які реалізуються для екстремальних режимів деформування. До них відносяться: випробування на тріщиностійкість, стійкість, утомлююче обвалення й тому подібне. Репрезентативність отриманої інформації, при коректному проведенні цих експериментів, є базисом для розвитку високоточних розрахункових моделей, необхідних при проектуванні. До перерахованого слід додати експерименти щодо встановлення рівня безпеки конструкцій будівель-пам'яток історії та архітектури, споруд, зведених із порушенням технологій, а також випробувань, які проводяться з метою неруйнівного контролю окремих елементів і систем із них. Приведені аргументи інтегрально обґрунтовують актуальність розробки та впровадження нових ефективних, економічних методів натурних випробувань конструкцій.

У зв'язку з цим, у роботі запропоновано новий, недорогий у реалізації, метод натурних випробувань на вертикальні навантаження плит і оболонок покриттів і перекриттів гідростатичною дією води, який реалізує наступні режими: активне навантаження, розвантаження, малоциклове та довготривале навантаження. При цьому навантаження елемента в плані і за висотою може мати практично вільний розподіл. Розроблений експериментально-теоретичний метод придатний для встановлення характеру деформованого стану системи, оцінки особливостей поведінки матеріалу, в тому числі і реологічних, та визначення форм обвалення конструкції. Відомо, що створення навантаження власною вагою різних матеріалів, наприклад, штучних вантажів, супроводжується дискретним законом зміни його рівня, що як наслідок, спотворює дійсну картину деформування. В деяких випадках неможливо підібрати режим навантаження з урахуванням вимог норм і це перешкоджає визначенню характерних станів системи. Цей недолік може бути усунений при гідростатичному навантаженні, оскільки тут використовується власна вага води. Навантаження, яке плавно змінюється, легко реалізувати за рахунок вибору відповідної швидкості подачі води до резервуару. Тоді можливо з будь-якою наперед заданою точністю визначити початок процесу тріщиноутворення або рівень інших аномалій, які розвиваються в конструкції і/або матеріалі. Такий метод випробувань відрізняється універсальністю, він може використовуватися для проведення досліджень тонкостінних конструкцій в різних умовах – лабораторних, натурних і виробничих, на об'єктах, які будуються безперервним способом. Необхідно зазначити, що цей метод був вперше заявлений авторами цієї роботи і апробований у 1977 році при випробуванні структурного покриття розміром 30,0 м × 30,0 м.

***Другим*** є метод випробувань конструкцій на дію температур, в основу якого покладено ідею, що базується на енергетичному принципі взаємності робіт Бетті-Максвелла, які задають унікальну технологію проведення випробувань на холодних зразках. Причому процедура методу дозволяє досліджувати стаціонарні та нестаціонарні режими температурних полів. Технічну основу методу складає розроблений компілятор, що складається з фотограмметричної або лазерної установки типу VIC-3D і програмного комплексу «Ліра-10.n», який працює в режимі «on-line» з вимірювальною системою.

Обидва методи, окрім використання для потреб даної роботи, мають самостійний інтерес.

Логічною особливістю цієї роботи є повністю сформований цикл «ідея – зведений об'єкт». Саме це принципово відрізняє її від фрагментарної реалізації окремих технологічних процесів, таких як експериментально-теоретичне дослідження, робоче проектування, виготовлення конструктивів, зведення об'єкта, а також безпечна експлуатація.

Розроблені методи і побудовані на їх базі технології проектування зумовили розроблення нових конструктивних систем та їх окремих елементів, які відрізняються набором позитивних властивостей. Так, збірні і монолітні залізобетонні конструкції і залізобетонна частина сталезалізобетонних конструкцій мають вкладиші-пустотоутворювачі із дешевих легких матеріалів, таких як пінополістирол, пінополіуретан, мінвата та інших.

Причому відмінністю їх від відомих систем Airdeck, Bublledeck, Cobiax є нерегулярність внутрішньої геометрії, тобто конструктивна анізотропія, та несумірна вартість вкладишів. Додатково окрім мінімізації власної ваги конструкцій (основний недолік залізобетону) вперше реалізовано створення систем з апріорі призначеним нормованим резільянсом, що досягається шляхом квазірівномірного розподілу щільності енергії деформацій. Ця процедура забезпечує мінімальні витрати матеріалів при заданій несній здатності елемента.

Представлені нові металеві конструкції (рами, балки, колони тощо) так само, як і металеві частини сталебетонних конструкцій виконуються у вигляді перфорованих просторових систем оболонкового типу і забезпечують, на відміну від відомих плоских елементів, мінімальні інтегральні витрати металу, а також стійкість конструкції при різних видах деформування (згинальна, згинально-крутильна та інші форми).

Металеві, стрижневі та вантові великопрогонові системи, геометрія і фізико-механічні параметри яких визначені шляхом розрахунку, мають раціональне сполучення необхідних характеристик, що зумовлює максимізацію інтегральної жорсткості – несної здатності при заданих витратах матеріалів.

Відмічається особливо обґрунтована і багаторазово апробована конструктивна реалізація системи зсувних в'язей, що забезпечує протягом життєвого циклу сталезалізобетонних систем надійну спільну роботу залізобетонних і сталевих частин конструкції.

Розроблені у роботі технології виготовлення і зведення систем ґрунтуються на концепції первинності конструктиву, особливість якої полягає у наступному:

- виготовлення, транспортування і монтаж залізобетонних конструкцій за технологіями панельного домобудування з отриманням у результаті каркасної системи (система РАМПА);
- простота вузлів сполучення, які зумовлюють швидкість монтажу і високу варіабельність об'ємно-планувальних рішень (система ІКАР);
- істотне у порівнянні з існуючими підвищення поверховості безкаркасних будівель (система ДОБОЛ);
- удосконалений регламент самоущільнювального бетону, можливість використання легких і важких бетонів, екологічна позитивність конструкцій (система МОНОФАНТ);
- безопалубкове формування складної зовнішньої геометрії об'єкта методом торкретування (система МОНОФАНТ);
- висока ступінь заводської готовності, транспортування і монтажу збільшених складених елементів, простота вузлів сполучення, відсутність спеціальних пристосувань, обмежена власна вага, мінімізація зварювальних робіт в умовах будівництва (системи металевих і сталезалізбетонних конструкцій).

Позначені конструкції і технології лягли в основу проектування, зведення і реконструкції ряду унікальних об'єктів, серед яких:

- житлові та адміністративні будівлі загальною площею понад 140 тис. м$^2$ ;
- реконструкція та побудова нових промислових об'єктів, інженерних споруд загальною площею понад 500 тис. м$^2$, у тому числі резервуари для зберігання нафти, шляхопроводи, мости;
- реконструкція будівель, у тому числі пам'яток архітектури, загальною площею понад 70 тис. м$^2$. Зокрема, реконструкція нежитлової будівлі під Регіональний центр надання адміністративних послуг, проєкт якої отримав Головний приз, звання «Європейська нагорода» в категорії «громадські будівлі» у будівельному конкурсі European Award-2018, та відзначений спеціальною нагородою Національної спілки архітекторів і призом Польсько-української торговельної палати.

Сукупні результативні показники наступні:

- Мінімізація ваги споруд – на 20 % – 45 %.
- Розподілення ресурсу між власною вагою та корисним навантаженням – 40 % × 60 %, натомість у традиційних системах – 50 % × 50 %.
- Майже не обмежена комбінаторика.
- Економія матеріалів: бетону – на 20 % – 40 %, сталі – 10 % – 25 %.
- Підвищення енергоефективності – в 3–4 рази.
- Економія енергоресурсів – до 20 %.
- Зниження трудомісткості виготовлення та зведення – на 25 %.
- Зниження економічних витрат на 1 м$^2$ споруди – на 20 %.


[1] The Third International Congress Exhibition – CEB-FIP, Washington, 2010.

[2] *Zuo Z.H.* Combining genetic algorithms with BESO for topology optimization / V.M. Xie, X. Huag // Structural and Multi disciplinary Optimization – 2009. Vol.38(5). – p. 511–523.

[3] *Tcherniak D.* Topology optimization of resonating structures using SIMP method / D. Tcherniak // International Journal of Numerical Method Engineering. – 2002. – Vol. 54(11). – p. 1605–1622.

[4] *Оганесян П.А., Шевцов С.Н.* Оптимизация топологии конструкций в пакете ABAQUS / Известия Самарского научного центра РАН, том 16, № 6(2), 2014, стр. 543–549.

[5] Авторское свидетельство № 1541179 СССР. Шмуклер В.С., Белопольский А. И., Скала Г.Ф., Ягудин М.И. Пролетное строение открытого несимметричного профиля для грузоподъемного крана. Бюл. 5 от 07.02.1990.

[6] https://lira-soft.com/lira-10/v10/

[7] *Шмуклер В.С.* Об одной особенности оценки глобального экстремума функций качества оптимизируемых механических систем. // Проблемы машиностроения. – 1984; 21:69–75

[8] *Шмуклер В.С.* Метод интегральных градиентов в оптимизационных задачах САПР. // Системы автоматизированного проектирования. – 1989; 6:56–62

[9] *Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В.* Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. – Харьков: НТУ «ХПИ»; 2003, 889 с.

[10] *Бабаєв В.М., Бугаєвський С.О., Євель С.М., Євзеров І.Д., Лантух-Лященко А.І., Шеветовський В.В., Шимановський О.В., Шмуклер В.С.* Чисельні та експериментальні методи раціонального проектування та зведення конструктивних систем. – К.: Сталь; 2017, – 404 с.

[11] *Шмуклер В.С., Климов Ю.А., Буряк Н.П.* Каркасные системы облегченного типа. – Харьков: Золотые страницы; 2008, 336 с.

[12] *Бабаев В.Н., Климов Ю.А., Лантух-Лященко А.И., Шмуклер В.С., Адилходжаев А.И., Кондращенко В.И.* Эффективные железобетонные конструкции – Ташкент: «Info Capital Group», 2019, 416 с.

[13] *Volodymyr Babaev, Isaak Ievzerov, Sergiy Evel, Albert Lantoukh-Liashchenko, Valentyn Shevetovsky, Oleksandr Shimanovskyi, Valery Shmukler, Maria Sukhonos* Rational Design of Structural Building Systems, ISBN 978-3-86922-733-7, 2019 by DOM publishers, Berlin/Germany, www.dom-publishers.com

[14] *Беседин Г.М., Манько С.П., Наконечный Ю.Е., Фурсов В.В., Шмуклер В.С.* Испытания структурного покрытия с элементами из холодногнутых профилей. Межвузовский сборник «Лёгкие строительные конструкции покрытий зданий», Ростов-на-Дону, 1976: с. 114–121.

[15] Патент України на корисну модель № 44125. Шмуклер В.С., Чупринін А.А., Аббасі Р. Пристрій для натурних випробувань плит і оболонок. 2010.

[16] *Шмуклер В.С., Євзєров І.Д., Резник П.А., Фурсов Ю.В.* Метод експериментально-теоретичного визначення переміщень конструкцій при дії довільно заданих температур. Патент України на винахід № 112223 МПК G01N 3/18 G01N 3/54 G01N 25/02 заявка № u 2014 10906 від 06.10.2014, опубл. 27.04.2016 бюл. № 8

[17] *V. Babayev, V. Shmukler, P. Reznik* Method for Investigation of Structures for Temperature Effects // Journal of Civil Engineering and Construction, Vol. 5, No. 2, 2016

[18] Air Deck R System, http://www.airdeck.com/

[19] Cobiax R System, http://www.cobiax.com/

[20] *Hai L.V., Hung V.D., Thi T.M., Nguyen-Thoi T., Phuoc N.T.* The experimental analysis of BubbleDeck slab using modified elliptical balls. Hokkaido University. p. 1–9 ttp://eprints2008.lib.hokudai.ac.jp/dspace/bitstream/2115/54436/1/ easec13-G-6-1.pdf.


*Надійшла 12.11.2020 р.*

УДК 629.400.465

# РОЗРАХУНКОВИЙ МЕТОД ОЦІНКИ БЕЗПЕЧНОГО ЕКСПЛУАТАЦІЙНОГО РЕСУРСУ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ НАФТОГАЗОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

Безпечний ресурс трубопровідних конструкцій значною мірою залежить від корозійно-механічних властивостей трубних сталей, але існуючі науково-технічні і технологічні розробки з підвищення експлуатаційної надійності і довговічності трубопроводів виявляють протиріччя і невизначеність як у дослідників, так і спеціалістів-практиків; відсутність чіткої уяви про причини і чинники, які спонукають до відмови і руйнування металоконструкцій, а також науково обґрунтованих практичних рекомендацій стосовно оптимального вибору трубних сталей, експлуатованих в умовах хімічно агресивних середовищ при змінних температурно-баричних режимах виробництва, гальмує правильний вибір організаційно-технічних заходів з усунення корозійно-механічних ушкоджень та зниження несної здатності металоконструкцій. Це, в свою чергу, може призвести до важких технологічних і економіко-екологічних наслідків. У зв'язку з цим у теперішній час важливе значення мають розрахункові методи з використанням сучасних критеріїв оцінки надійності елементів складних конструкцій на базі механіки руйнування з використанням математичного апарату із залученням теорії ймовірності. В роботі наведено новий підхід щодо оцінки безпечного (робочого) ресурсу трубопровідних конструкцій нафтогазового призначення.

The safe life of pipeline structures greatly depends on the corrosion-mechanical properties of pipe steels, but the available scientific, technical and technological scientific works on improving the operational reliability and durability of pipelines reveal contradictions and uncertainty of both researchers and practitioners; the lack of clear understanding of reasons and factors prompting the failure and and destruction of metal structures, as well as scientifically grounded practical recommendations concerning optimal choice of pipe steels used in chemically aggressive environments when changing temperature and pressure modes of production, hinders correct choice of organizational and technical measures to eliminate corrosion and mechanical damage, as well as reduction of metal structures' load-bearing capacity. This, in turn, can lead to severe technological, economical and environmental consequences. In this regard, the calculation methods using modern criteria for estimating the reliability of elements of complex structures based on fracture mechanics applying mathematical apparatus involving probability theory are now important. The paper introduces a new approach to the assessment of safe (working) life for oil and gas pipelines.

**Ключові слова**: трубопровід, корозія, ушкодження, надійність, ресурс, руйнування, несна здатність.



**В.Д. Макаренко**
професор Навчально-наукового інституту «Нафти і газу» Національного технічного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», д.т.н., професор



**Ю.Л. Винников**
директор Навчально-наукового інституту «Нафти і газу» Національного технічного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», д.т.н., професор



**Ю.В. Макаренко**
бакалавр університету Манітоба (Канада)

**Актуальність теми та формулювання проблематики.** Паливно-енергетичний комплекс України є основою розвитку економіки і суттєво впливає на зростання науково-технічного прогресу, інтенсифікацію промислових процесів, підвищення і удосконалення їх технологічного рівня, а також у багатьох випадках визначає темпи росту національного добробуту країни. Незважаючи на зниження обсягів добування нафти через економічні труднощі перехідного періоду в нашій країні і коливання цін на світовому ринку, основна частина транспортних систем з перекачування і зберігання нафти і нафтопродуктів продовжує активно експлуатуватися.

Проблема забезпечення потрібної експлуатаційної надійності нафтопромислового обладнання та інженерних металоконструкцій з кожним роком набуває все більшої актуальності у зв'язку з випереджаючою тенденцією до старіння обладнання в порівнянні з темпами технічного переозброєння нафтогазової галузі України. Тому однією з першочергових завдань у складних умовах, коли обновлення фізично і морально застарілих основних фондів через фінансові труднощі відбувається в обмежених обсягах, є зберігання і подовження терміну служби нафтопромислових систем шляхом застосування ефективних методів і способів збільшення міжремонтних циклів.

Безпечний ресурс трубопровідних конструкцій значною мірою залежить від корозійно-механічних властивостей трубних сталей, але існуючі науково-технічні і технологічні розробки щодо підвищення експлуатаційної надійності і довговічності трубопроводів виявляють проти-

річчя і невизначеність як у дослідників, так і спеціалістів-практиків, відсутність чіткої уяви про причини і чинники, які визивають відмови і руйнування металоконструкцій, а також науково обґрунтованих практичних рекомендацій стосовно оптимального вибору трубних сталей, що експлуатуються в умовах хімічно агресивних середовищ при змінних температурно-баричних режимах виробництва [1–23]. Це, в свою чергу, не дає можливості розробити ефективні організаційно-технічні заходи щодо попередження відмов і аварійних руйнувань трубопроводів, які можуть призвести до важких технологічних і економіко-екологічних наслідків.

Зазначена проблема поглиблюється відсутністю науково обґрунтованих концепцій технічної діагностики і методів визначення робочого (безаварійного) ресурсу і недостатньою ефективністю традиційних методів і засобів неруйнівного контролю. У зв'язку з цим у теперішній час важливе значення мають розрахункові методи з використанням сучасних критеріїв оцінки надійності елементів складних конструкцій на базі механіки руйнування з використанням математичного апарату із залученням теорії ймовірності [1, 6, 8].

Тому ціллю даної роботи було дослідження і розроблення методу інженерної оцінки безпечного експлуатаційного ресурсу нафтопромислових трубопровідних конструкцій.

**Методика дослідження та алгоритм.**

**1. Методика збору і обробки інформації про технічний стан об'єкта досліджень.** Відомо, що технічний стан і експлуатаційний безаварійний залишковий ресурс трубопроводів визначається механічними напруженнями в стінці труби [4, 6, 8–10, 13–15]. Під час експлуатації на трубопровід впливають наступні чинники:

- внутрішній тиск, який здійснює продукт, що транспортується;
- пружний згин (викривлення трубопроводу) у вертикальній і горизонтальній площинах;
- температурний вплив.

Внутрішній тиск викликає в стінці труби кільцеві (колові) і поздовжні напруження, які визначаються наступними формулами Лапласа:

- кільцеві напруження

$$\sigma^{\text{р}}_{\text{кц}} = [n \cdot P\,(D - 2\delta_{\text{т}})] / 2\delta_{\text{т}},$$

де $P$ – внутрішній тиск у трубопроводі в процесі ремонту, Па; $\delta_{\text{т}}$ – товщина стінки труби (фактична), м; $D$ – зовнішній діаметр труби, м; $n$ – коефіцієнт надійності з навантаження – внутрішнього робочого тиску в трубопроводі;

- поздовжні напруження

$$\sigma^{\text{р}}_{\text{пр}} = \mu\sigma^{\text{р}}_{\text{кц}} - \alpha E\,(T_{\text{г}} - T_{\text{р}}) =$$

$$= [\mu \cdot n \cdot P\,(D - 2\delta_{\text{т}}) / 2\delta_{\text{т}}] - \alpha\text{E}\,(T_{\text{г}} - T_{\text{р}}),$$

де $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ 1/град – коефіцієнт температурного розширення сталі; $E = 206 \cdot 10^{9}$ Па – модуль поздовжньої пружності сталі; $T_{\text{г}}$ – температура грунту при укладанні (при будівництві); $T_{\text{р}}$ – температура грунту при ремонтних роботах, $\mu = 0{,}3$ – коефіцієнт поперечної деформації.

У процесі нормальної експлуатації трубопроводу (а також під час ремонтних робіт) сумарні напруження не повинні перевищувати допустимі напруження $\sigma_{\text{доп}} = [\sigma]$, визначені з урахуванням параметрів фактичного технічного стану трубопроводу, включаючи механічні властивості сталі, термін експлуатації, рівень дефектності, категорію безпеки, коефієнти надійності.

Допустимі напруження стінки труби визначаються згідно з вимогами СНиП 2.05.06-85* та інших нормативних документів [5, 11, 18, 19].

У розрахунках допустимих напружень використовується розрахункова опірність металу розтягуванню (стиску) $R_1$ і $R_2$ :

$$R_1 = (\sigma_{\text{в}}\, m) / (k_1\, k_{\text{н}}),\ R_2 = (\sigma_{\text{п}}\, m) / (k_2\, k_{\text{н}}),$$

де $\sigma_{\text{в}}$ – мінімальне значення межі міцності; $\sigma_{\text{п}}$ – мінімальне значення межі плинності; $m$ – коефіцієнт умов роботи; $k_1$ і $k_2$ – коефіцієнти надійності матеріалу; $k_{\text{н}}$ – коефіцієнт надійності з призначення трубопроводу.

Значення $\sigma_{\text{п}}$ і $\sigma_{\text{в}}$ для нових труб визначаються за сертифікатами для довготривало експлуатованих трубопроводів – експериментально чи розрахунком з урахуванням ефекту старіння металу труб і зварювальних швів.

Для виконання оцінювальних розрахунків приймають такі значення перерахованих коефіцієнтів, які відповідають найбільшому запасу міцності.

Значення коефіцієнта $m$ залежить від категорії ділянки і визначається за таблицею 1 СНиП 2.05.06-85*. Найменше значення $m = 0{,}75$ для обстежуваних трубопроводів категорії I і II.

Коефіцієнт $k_1$ залежить від особливостей технології виготовлення труб і визначається за таблицею 9 СНиП 2.05.06-85*. Найбільше значення $k_1 = 1{,}55$.

Коефіцієнт $k_2$ залежить від особливостей технології виготовлення труб і відношення $\sigma_п / \sigma_в$, визначається за таблицею 10 СНиП 2.05.06-85*. Найбільше значення $k_2 = 1,15$. Коефіцієнт $k_н$ залежить від діаметра трубопроводу, визначається за таблицею 11 СНиП 2.05.06-85*. Для трубопроводів з тиском до 5,5 МПа найбільше значення $k_н = 1,0$.

Допустимі напруження визначаються наступними умовами. ***Перша***. Кільцеве напруження $\sigma_{кц}$ повинно бути не більше допустимого значення $[\sigma_{кц}]_1$:

$$\sigma_{кц} \le [\sigma_{кц}]_1 = R_1 \psi_1 / n_р ,$$

де $n_р$ – коефіцієнт надійності по внутрішньому тиску в трубопроводі, найбільше значення $n_р = 1,15$; $\psi_1$ – коефіцієнт, що враховує двохосний напружений стан стінки трубопроводу, який визначається за формулою

$$\psi_1 = \sqrt{1 - 0,75\xi^2} - 0,5\xi ,$$

де $\xi$ – коефіцієнт двохосності напруженого стану визначається наступним чином: $\xi = 0$ для розтягувальних поздовжніх напружень, $\xi = R_1 \cdot [\sigma_{пр}]_1$ – для стискальних поздовжніх напружень.

***Друга умова***. Поздовжнє напруження $\sigma_{пр}$ за абсолютною величиною не повинно перевищувати допустимого значення $[\sigma_{пр}]_2$, що визначається за формулою

$$\sigma_{пр} \le [\sigma_{пр}]_2 = R_1 \cdot \psi_2 ,$$

де $\psi_2$ – коефіцієнт, що враховує двохосний напружений стан стінки трубопроводу і визначається за формулою

$$\psi_2 = \sqrt{1 - 0,75\eta^2} - 0,5\eta ,$$

де $\eta$ – коефіцієнт двохосності напруженого стану, що визначається наступним чином: $\eta = 0$ – для розтягувальних поздовжніх напружень, $\eta = 1,15[\sigma_{кц}] / R_1$ – для стискальних поздовжніх напружень.

***Третя умова***. Сумарне поздовжнє напруження $\sigma_{пр}$ за абсолютною величиною не повинно перевищувати допустимого значення $[\sigma]_3$, що визначається за формулою

$$\sigma_{пр} \le [\sigma_{пр}]_3 = \psi_3 \cdot S ,$$

де $S = \sigma_п \cdot m / 0,9k_н$; коефіцієнти $m$ і $k_н$ визначені вище; $\psi_3$ – коефіцієнт, що враховує двохосний напружений стан стінки трубопроводу та визначається за формулою

$$\psi_3 = \sqrt{1 - 0,75\omega^2} - 0,5\omega ,$$

де $\omega$ – коефіцієнт двохосності напруженого стану, що визначається наступним чином: $\omega = 0$ – для розтягувальних сумарних поздовжніх напружень $\sigma_{пр}$; $\omega = \sigma_{кц} / S$ – для стискальних поздовжніх напружень $\sigma_{пр}$.

***Четверта умова***. Кільцеве напруження $\sigma_{кц}$ не повинно перевищувати допустимого значення $\sigma_{кц}$, що визначається за формулою

$$\sigma_{кц} \le [\sigma_{кц}]_4 = S.$$

Значення $S$ визначено вище.

***П'ята умова***. Сумарне поздовжнє напруження $\sigma_{пр}$ не повинно перевищувати за абсолютним значенням 0,7 від межі плинності металу:

$$\sigma_{пр} \le [\sigma_{пр}]_5 = 0,7\sigma_п .$$

**2. Дефектність і старіння металу.** Коли на стінці трубопроводу виявлені дефекти, то за спеціальними методиками [2, 4, 8] необхідно визначити коефіцієнти послаблення стінки труби в кільцевому і поздовжньому напрямках $\sigma_{кц}$ і $\sigma_{пр}$.

Старіння металу труб при довготривалій експлуатації трубопроводу враховується введенням коефіцієнта деформаційного старіння $K_S$, що визначається за формулою

$$K_S = 1 + 0,025\, C_{екв} \cdot t ,$$

де $t$ – термін експлуатації трубопроводу (роки); $C_{екв}$ – вуглецевий еквівалент металу, виражений у відсотках.

**3. Граничні значення кільцевих і поздовжніх напружень** повинні бути знижені з урахуванням коефіцієнтів $\alpha_{кц}$, $\alpha_{пр}$, $K_S$ наступним чином:

$$\sigma_{кц} \le \frac{\alpha_{кц}}{K_S}[\sigma_{кц}]_1 = \frac{\alpha_{кц}}{K_S} \cdot \frac{R_1}{n_p} \cdot \psi_1 ;$$

$$\sigma_{пр} \le \frac{\alpha_{пр}}{K_S}[\sigma_{пр}]_2 = \frac{\alpha_{пр}}{K_S} \cdot R_1 \cdot \psi_2 ;$$

$$\sigma_{пр} \le \frac{\alpha_{пр}}{K_S}[\sigma_{пр}]_3 = \frac{\alpha_{пр}}{K_S} \cdot \psi_3 \cdot S ;$$

$$\sigma_{кц} \le \frac{\alpha_{кц}}{K_S}[\sigma_{кц}]_4 = \frac{\alpha_{кц}}{K_S} \cdot S ;$$

$$\sigma_{пр} \le \frac{\alpha_{пр}}{K_S}[\sigma_{пр}]_5 = \frac{\alpha_{пр}}{K_S} \cdot 0,7\sigma_п .$$

**4. Алгоритм розрахунку**. Розрахунок прогнозної інженерної оцінки залишкового (робочого) ресурсу з урахуванням деформаційного старіння металу проводиться в наступній послідовності:

а) оцінюється стан трубопроводу, для чого виконують наступні операції:

– діагностуються дефекти і товщина стінки трубопроводу;

– вимірюються технічні зміни НДС трубопроводу;

б) створюється розрахункова модель;

в) розраховується залишковий ресурс.

Для визначення допустимого внутрішнього тиску використовується спеціальна комп'ютерна програма. **Алгоритм рішення складається з наступних етапів**:

1. Ввести вихідні дані:

$D$ – діаметр труби, м; $\delta_т$ – товщина стінки труби, м; $\sigma_п$ – межа плинності металу, Па; $\sigma_в$ – межа міцності металу, Па; $E = 206 \cdot 10^9$ Па – модуль пружності металу труби; $\mu = 0{,}3$ – коефіцієнт Пуассона; $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ 1/град – коефіцієнт теплового розширення металу; $T_г$ – температура укладання трубопроводу, град; $T_р$ – температура експлуатації чи ремонту, град; $m$ – коефіцієнт умов роботи; $k_1$ і $k_2$ – коефіцієнт надійності по матеріалу; $k_н$ – коефіцієнт надійності з призначення трубопроводу; $P_0$ і $\Delta P$ – початковий внутрішній тиск і задана точність визначення тиску, Па; $n$ – коефіцієнт надійності з навантаження – внутрішній робочий тиск у трубопроводі; $\alpha_{кц}$ і $\alpha_{пр}$ – коефіцієнти послаблення труби від дефекту в кільцевому і поздовжньому напрямках; $t$ – термін експлуатації трубопроводу.

2. Визначити розрахункову опірність металу розтягуванню (стиску) $R_1$ і $R_2$ (формули див. вище).

3. Розрахувати кільцеві і поздовжні напруження від дії першої групи сил – внутрішнього тиску і температурного впливу

$$\sigma_{кц(1)} = [nP\,(D - 2\,\delta_т)] / 2\,\delta_т;$$

$$\sigma_{пр(1)} = \mu\sigma_{кц(1)} - E\,\alpha\,(T_г - T_р).$$

4. Вирахувати сумарне кільцеве напруження $\Sigma\,\sigma_{кц} = \sigma_{кц(1)}$.

5. Вирахувати $\sigma_{пр(2)}$ і $\sigma_{пр(3)}$ – напруження від згину у вертикальних і горизонтальних напрямках.

6. Визначити з урахуванням знаків мінімальне і максимальне значення поздовжніх напружень за формулами:

$$\min\sigma_{пр} = \sigma_{пр(1)} - \sqrt{(\sigma_{пр(2)})^2 + (\sigma_{пр(3)})^2};$$

$$\max\sigma_{пр} = \sigma_{пр(1)} - \sqrt{(\sigma_{пр(2)})^2 + (\sigma_{пр(3)})^2}.$$

7. Визначити допоміжні величини $\xi$ і $\psi$ за формулами:

$\xi = 0$, коли $\sigma_{пр} \geq 0$;

$\xi = -(\min\sigma_{пр})/R_1$, коли $\min\sigma_{пр} < 0$;

$$\psi_1 = \sqrt{1 - 0{,}75\xi^2} - 0{,}5\xi.$$

8. Визначити допоміжні величини $\eta$ і $\psi_2$ за формулами, причому $\eta = 0$, коли $\sigma_{пр} \geq 0$:

$\xi = 1{,}15\,\sigma_{кц}/R_1$, коли $\sigma_{пр} < 0$;

$$\psi_2 = \sqrt{1 - 0{,}75\eta^2} - 0{,}5\eta.$$

9. Визначити допоміжні величини $S$, $\omega$ і $\psi_3$ за формулами:

$S = (\sigma_т \cdot m) / 0{,}9\,k_н$; $\omega = 0$, коли $\sigma_{пр} \geq 0$;

$\omega = \sigma_{кц}/S$, коли $\sigma_{пр} < 0$;

$$\psi_3 = \sqrt{1 - 0{,}75\omega^2} - 0{,}5\omega.$$

10. Визначити коефіцієнти послаблення від дефектів і коефіцієнт старіння металу $k_с$.

11. Перевірити умови міцності і стійкості (п'ять умов приведені вище).

12. Коли всі умови міцності і стійкості виконуються, то слід збільшити випробувальний тиск на $\Delta P$ і повторити всі розрахунки (3–10).

13. Коли хоча б одна умова не задовольняється, то за рішення величини $P$ прийняти значення тиску на попередньому циклі алгоритму.

Схема розрахунку прогнозної інженерної оцінки залишкового (робочого) ресурсу з урахуванням деформаційного стану металу трубопровідних конструкцій приведена на рисунку.




**Схема розрахунку залишкового ресурсу трубопроводу**

**Результати розрахунків допустимого внутрішнього робочого тиску при експлуатації трубопроводів ВАТ «Укрнафта»**

| Марка сталі | Діаметр, мм | Товщина стінки, мм | Межа плинності, МПа | Межа міцності, МПа | Коефіцієнт послаблення від старіння | Допустимий внутрішній тиск, МПа |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 17ГС | 530 | 7,2 | 372,4 | 509,6 | 0,787 | 4,97 |
| Ст10 | 426 | 8,3 | 205,8 | 392,0 | 0,787 | 5,48 |
| Ст20 | 426 | 8,3 | 345,0 | 455,7 | 0,787 | 6,46 |
| 17Г1СУ | 508 | 9,8 | 310,7 | 519,4 | 0,781 | 7,28 |
| 14ХГС | 529 | 9,0 | 338,1 | 509,6 | 0,781 | 6,22 |
| 10Г2С1 | 529 | 9,0 | 372,4 | 519,4 | 0,781 | 6,34 |
| 09Г2С | 529 | 12,0 | 294,0 | 346,9 | 0,781 | 6,54 |
| Старий нафтопровід ( > 40 років експлуатації) | | | | | | |
| Ст10 | 508 | 8,1 | 310,6 | 519,4 | 0,641 | 4,87 |

Системний аналіз статистичних даних про відмови трубопроводів за довготривалий термін експлуатації показує, що в цілому металоконструкції перебувають у стані, що відповідає вимогам конструкторсько-технічної і технологічної документації до таких об'єктів. Однак, на багатьох із них спостерігається режим інтенсивного корозійно-механічного зношення окремих ділянок металевих конструкцій. Тому потрібно своєчасно проводити технічну діагностику і планово-попереджувальний контроль і ремонт.

У таблиці, як приклад, наведені результати розрахунків допустимого внутрішнього тиску ділянок трьох обстежених трубопроводів із урахуванням їх характеристик. Розрахунки виконані при коефіцієнтах послаблення і старіння $\alpha_{пр}/K_S$, які відповідають термінам експлуатації трубопроводів та їх дефектності.

Розрахунки показують, що найменшу міцність має старий трубопровід, який експлуатується на об'єктах НГДУ «Надвірнанафта» ВАТ «Укрнафта», для якого допустимим внутрішнім тиском є 4,87 МПа.

При оцінюванні можливості подовження терміну експлуатації обстежених трубопроводів з тиском середовища до 4 МПа порівняння проводили з даними технічних вимог, викладених у СНиП 2.05.06-85* «Магистральные трубопроводы» та інших нормативних та науково-технічних документах.

**Висновки.**

1. Розроблена методика розрахунку безпечного ресурсу трубопровідних систем може використовуватися для оцінки доцільності проведення як капітальних ремонтів, так і розроблення конструкторсько-технологічних рішень з ціллю подовження експлуатаційного ресурсу трубопроводів та іншого обладнання нафтогазового призначення.

2. Розроблений алгоритм розрахунку залишкового (робочого) ресурсу промислових трубопроводів з урахуванням тріщиностійкості металу, в основу якого покладені сучасні критерії механіки руйнування і програми математичного моделювання корозійно-втомних руйнувань сталевих трубопроводів, що працюють під тиском і довготривало контактують із корозійно-активними середовищами в умовах великих перепадів температур (+40 °С…–30 °С ).


[1] *Макаренко В.Д.* Надежность нефтегазопромысловых систем. – Челябинск, ЦНТИ, 2006.

[2] *Бородавкин П.П.* Подземные трубопроводы Проектирование и строительство. – М.: «Недра», 1992.

[3] *Лютак В.П., Бойчук І.Я.* Експлуатаційна надійність нафтопроводів в умовах НГДУ «Надвірнанафтогаз»//Нафтова і газова промисловість, 2002. – № 2. – С. 38–40.

[4] *Гумеров А.Г., Ямалеев К.М, Журавлев Г.В. и др.* Трещиностойкость металла труб нефтепроводов. – Москва, ООО «Недра-Бизнесцентр», 2001.

[5] СНиП 2.05.06-85* Магистральные трубопроводы. – М.: Стройиздат, 1985.

[6] *Макаренко В.Д., Палий Р.В., Галиченко Е.Н.* и др. Физико-механические основы сереводородного коррозионного разрушения промысловых трубопроводов. – Челябинск, ЦНТИ, 2002.

[7] *Палий Р.В.* Системно-технологические методы управления безопасностью промысловых трубопроводов. – Челябинск, ЦНТИ, 2002.

[8] *Похмурский В.И.* Коррозионная усталость металлов, – Киев, Наукова думка, 1982.

[9] *Радкевич О.І., Чумало Г.В.* Пошкодження металу промислових трубопроводів у сірководневому середовищі // Фіз.-хім. механіка матеріалів, 2003. – № 4. – С. 112–114.

[10] *Макаренко В.Д., Палий Р.В., Мухин М.Ю.* Технологические основы обеспечения эксплуатационной надежности трубопроводов. – М.: ООО «Недра-Бизнесцентр», 2001.

[11] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М.: ФГУП ЦПП, 1981.

[12] *Honeycomb R.* (1968) The plastic deformation of metals. Edward Arnold. Москва. Мир.

[13] *Maas W.B.* (1981) Metalloberfache. Schw. u.Schn. V. 35. 5. 382–391.

[14] *Little B., Wanner P., Mansfeld F.* (1991) Intern. Mater. V 36. 6. 253–262.

[15] *Migel R., Ruge V.* (2011)Hydrogen as alloy element. Schw. u. schn. 7. 250–252.

[16] *Marvin C.W.* (2012) Determining the strength of Corroded Pipe. Materials propection and Perfolmance. 11. 38–40.

[17] *Vasilkovsky O., Rivard A.* (2013)The effect of hydrogen sulfide in gruide oil on fatigue ckack grouth in pipe line steel. Corrosion. V.38. 1. 19–22.

[18] ДБН В.1.2-2.2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів, – 2006.

[19] NACE Standard TM-01-77(90). (2009) Standard Test Method NASE. Houston. P.O.BOX 218340.

[20] *Makarenko V.D., Muravjev K.A., Kalyanov A.I.* (2006) Special features of manual ars weldinq of root joints in nonrotatinq welds in pipelines in Westem Siberia.Weldinq International.10 (5). 64–71.

[21] *Makarenko V.D., Shatilo S.P., Astafev V.I.* (1998). Methods of increasing the corrosion resistance of oil pipelines. Welding Internationa. 12. 34–39.

[22] *Makarenko V.D., Shatilo S.P.* (1999) Increasing desulphurisation of the metal of welded joints in oil pipelines. Welding International. 12. 56–61.

[23] *Makarenko V.D., Beljaev V.A., Protasov V.N., Shatilo S.P.* (2000) Mathematical model of the mechanism of resistance of welded joints in oil and gas pipelines to static hydrogen fatigue. Welding International.4. 83–88.


*Надійшла 16.11.2020 р.*

*Інформація*

## В Українському центрі сталевого будівництва відбувся Національний архітектурний студентський конкурс STEEL FREEDOM – 2020

Учасники конкурсу – студенти архітектурно-будівельних спеціальностей, отримали змогу представити свої найсміливіші ідеї в проектах із застосуванням сталевих конструкцій.

Організатором конкурсу виступила Асоціація Український центр сталевого будівництва. Генеральний партнер – Група Метінвест. Офіційні партнери – GREENCOAT, SSAB, Tekla Structures, SketchUp, Metipol, ЛІРА-САПР, RAUTA, PROTAN, CKS, GRAPHISOFT CENTER UKRAINE, за підтримки EASA UKRAINE, in.Lab.School, Національної спілки архітекторів України. Аудитором у фіналі конкурсу стала компанія Baker Tilly.

Згідно з умовами конкурсу 2020 року журі присудило:

✓ У категорії 1
**«Створення проєкту стадіону в м. Маріуполі** (замовник проєкту Маріупільська міська рада)»
1-е місце – студентам Київського національного університету будівництва та архітектури;
2-е місце – студентам Національного університету «Полтавська політехніка ім. Ю. Кондратюка»;
3-тє місце – студентам Київського національного університету будівництва та архітектури.

✓ У категорії 2
**«Створення проєкту багатофункціонального спортивно-навчального комплексу в м. Івано-Франківську»** (Девелопер проєкту DC Evolution)
1-е місце – присуджено студентам Національного університету «Львівська політехніка»;
2-е місце – посів творчий колектив студентів Київського національного університету будівництва та архітектури та Одеської державної академії будівництва та архітектури;
3-тє місце – присуджено студентам Київського національного університету будівництва та архітектури.







Групи студентів, які посіли 1-е, 2-е та 3-тє місця в кожній із заявлених категорій, відзначені дипломами та грошовими сертифікатами.

Рішенням генерального партнера конкурсу група студентів Київського національного університету будівництва та архітектури та їх куратор за надання найкращих архітектурних рішень із застосуванням сталевих конструкцій візьмуть участь у роботі ЕКСПО-2020, що у м. Дубай.

УДК 624.012

# МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ МАКСИМАЛЬНИХ ГЛИБИН ПРОМЕРЗАННЯ ҐРУНТУ І СЕРЕДНІХ ВИСОТ СНІГОВОГО ПОКРИВУ

Запропонована методика обчислення максимальних глибин промерзання ґрунту і середніх висот снігового покриву для 7-ми гірських перевалів Українських Карпат і г. Говерла та максимальної глибини промерзання ґрунту для сніголавинної метеостанції Плай за напрямками і відстаннями між метеостанціями (перехідними станціями), висотними і висотно-зимовими коефіцієнтами із включенням до формул обчислень інших зимових параметрів приведена вперше.

The proposed method of calculating the maximum depths of soil freezing and average snow cover heights by directions and distances between meteorological stations (transition stations), altitude and altitude-winter coefficients with the inclusion of other winter parameters in the calculation formulas is presented for the first time.

**Ключові слова:** максимальна глибина промерзання ґрунту, середня висота снігового покриву, напрямки, висотні коефіцієнти, висотно-зимові коефіцієнти, гірські перевали, вершини гір.

Промерзання ґрунту відбувається за нульової та від'ємної температур. Глибина його промерзання залежить від виду та оброблення ґрунту, що обумовлює його теплоємність і теплопровідність, а також від його вологості, що сприяє замерзанню в результаті виділення захованого тепла при замерзанні води, від середньої висоти снігового покриву і наявності рослинності, яка захищає ґрунт від сильного охолодження. Максимальна глибина промерзання ґрунту має складну фізичну природу і ймовірний характер, вона залежить від фізико-географічних особливостей місцевості, від середньої висоти снігового покриву і від висоти розташування території над рівнем Балтійського моря.

Починаючи з 80-х років минулого сторіччя, в Україні досить активно велись ймовірнісні дослідження максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву, головним результатом яких є розроблення національних норм кліматичних параметрів, що базуються на сучасній науковій основі в ув'язці з Європейськими нормами – єврокодами.

На відміну від попередніх норм, розроблені національні норми характеризують кожен регіон за параметрами максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву, але, на жаль, детально не відображені для Українських Карпат.

За новими нормами територія Українських Карпат віднесена до т.з. «гірської території», тобто без відповідного районування із наведенням орієнтовної залежності максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву від географічної висоти, які допускається уточнювати за наявності даних метеорологічних спостережень.

Станом на початок XXI ст. були відсутні достовірні матеріали щодо максимальної глибини промерзання ґрунту для 7-ми гірських перевалів Українських Карпат.



**Я.С. Гук**
доцент кафедри
міського будівництва і господарства
Ужгородського національного
університету, к.т.н.



**І.Ф. Найбауер**
інженер І-ї категорії
Ужгородського
національного університету



**Е.Й. Новак**
науковий співробітник
Ужгородського
національного університету

Постановка завдання полягає в розробленні детального районування Українських Карпат за максимальною глибиною промерзання ґрунту і середньою висотою снігового покриву з урахуванням географічних і кліматичних особливостей та на базі результатів спостережень за цими параметрами на метеостанціях Львівської, Закарпатської, Івано-Франківської та Чернівецької областей [1–14].

Для обчислення максимальних глибин промерзання ґрунту і середніх висот снігового покриву на території Закарпатської обл. запропонована методика напрямків між метеостанціями (перехідними станціями) і формули висотних і висотно-зимових коефіцієнтів.

Спільними ключовими пунктами в подальшому – перехідними станціями напрямків на межі Закарпатської, Львівської, Івано-Франківської та Чернівецької областей – є використані обчислені параметри середньої висоти снігового покриву і максимальної глибини промерзання ґрунту для 7-ми гірських перевалів Українських Карпат: Латірський – 837 м, Ужоцький – 852 м, Вишківський – 930 м, Яблунецький – 931 м, Середньо-Верецький – 839 м, Бескид – 981 м, Руський шлях – 1217 м та г. Говерла – 2061 м і метеостанція Плай – 1330 м.

**Методика обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту в Українських Карпатах за висотними та висотно-зимовими коефіцієнтами.** Для визначення максимальної глибини промерзання ґрунту на перехідних станціях використані зведені зимові параметри спостережень протягом 1948–2019 років на метеостанціях Закарпатської обл. і напрямки між метеостанціями, а також загальні формули для визначення зимових параметрів: середньої висоти снігового покриву, $h_{\text{сн.п.}}$, абсолютного мінімуму температури, $t_{\text{абс.мін.}}$, тривалості снігового покриву, $T_{\text{сн.п.}}$, максимальної глибини промерзання ґрунту, $h_{\text{пр.}}$, та висотні коефіцієнти:

$$\text{П}_\text{X} = \text{П}_1 + K_{\text{П},1-2}(H_\text{X} - H_1); \quad (1)$$

$$K_{\text{П},1-2} = \frac{\text{П}_2 - \text{П}_1}{H_2 - H_1}, \quad (2)$$

де $\text{П}_\text{X}$, $\text{П}_1$, $\text{П}_2$ – зимові параметри на станціях X, 1 і 2 напрямку 1–2; $K_{\text{П},1-2}$ – висотний коефіцієнт зимових параметрів між станціями 1, 2 напрямку 1–2; $H_1$, $H_2$, $H_\text{X}$ – висоти над рівнем Балтійського моря станцій 1, 2, X напрямку 1–2, м.

Для порівняння результатів обчислень максимальної глибини промерзання ґрунту використано висотно-зимові коефіцієнти:

$$K_{1,\text{X}} = \frac{h_{\text{пр.,X}}}{t_{\text{абс. мін., X}}}; \quad (3)$$

$$K_{2,\text{X}} = \frac{(h_{\text{пр.}} + h_{\text{сн. п.}})_\text{X}}{t_{\text{абс. мін., X}}}; \quad (4)$$

$$\text{Д}_{1,\text{X}} = K_{1,\text{X}} \cdot \text{T}_{\text{сн.п., X}}; \quad (5)$$

$$\text{Д}_{1,\text{X}} = K_{1,\text{X}} \cdot \text{T}_{\text{сн.п., X}}, \quad (6)$$

де $K_{1,\text{X}}$ – коефіцієнт відношення максимальної глибини промерзання ґрунту, $h_{\text{пр.,X}}$, до абсолютного мінімуму температури, $t_{\text{абс.мін.,X}}$, на ст. X, см/°С; $K_{2,\text{X}}$ – коефіцієнт відношення суми параметрів: максимальної глибини промерзання ґрунту, $h_{\text{пр.,X}}$, і висоти снігового покриву, $h_{\text{сн.п.,X}}$, до абсолютного мінімуму температури, $t_{\text{абс.мін.,X}}$, на ст. X, см/°С; $\text{Д}_{1,\text{X}}$ – добуток коефіцієнта $K_{1,\text{X}}$ на тривалість снігового покриву, $\text{T}_{\text{сн.п.}}$, на ст. X, см·діб/°С; $\text{Д}_{2,\text{X}}$ – добуток коефіцієнта $K_{2,\text{X}}$ на тривалість снігового покриву, $\text{T}_{\text{сн.п.}}$, на ст. X, см·діб/°С, а для контролю обчислень застосовані формули:

$$h_{\text{ст.X, гл.пр.,сн.п.}} = h_{\text{ст.1, гл.пр.,сн.п.}} + K_{1-2\ \text{гл.пр.,сн.п.}} \cdot \Delta H_{\text{X}-1} \quad (7)$$

або

$$h_{\text{ст.X, гл.пр.,сн.п.}} = h_{\text{ст.2, гл.пр.,сн.п.}} - K_{1-2\ \text{гл.пр.,сн.п.}} \cdot \Delta H_{2-\text{X}}; \quad (8)$$

$$K_{1-2\ \text{гл.пр.,сн.п.}} = \frac{h_{\text{ст.2, гл. пр., сн. п.}} - h_{\text{ст.1, гл. пр., сн. п.}}}{H_2 - H_1}, \quad (9)$$

де $h_{\text{ст.X, гл.пр., сн.п.}}$, $h_{\text{ст.1, гл.пр., сн.п.}}$, $h_{\text{ст.2, гл.пр., сн.п.}}$ – спільний параметр суми максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву на станціях X, 1, 2, см; $K_{1-2,\ \text{гл.пр.,}\ \text{сн.п.}}$ – спільний висотний коефіцієнт суми максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву між станціями 1, 2 напрямку 1–2, см/м.

**Методика обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву в гірських районах Закарпатської обл.** Максимальні глибини промерзання ґрунту і середні висоти снігового покриву, зафіксовані протягом 1948–2019 років, зведені до таблиці 1. Метеостанція Плай відкрита у 1969 р. як сніголавинна, для неї зафіксована тільки середня висота снігового покриву – 62 см, а дані щодо максимальної глибини промерзання ґрунту відсутні.

Максимальна глибина промерзання ґрунту для 7-ми перевалів Українських Карпат детально не досліджувалась.

Для визначення максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву на станції X, ($h_{\text{сн.п., гл., X}}$) застосовують методику висотних коефіцієнтів. Глибину промерзання ґрунту обчислюють за формулою

$$h_{\text{пр.,X}} = h_{\text{сн.пр.,X}} - h_{\text{сн.,X}}, \quad (10)$$

де $h_{\text{сн.,пр.X}}$ – сума параметрів: максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву, см; $h_{\text{сн.X}}$ – середня висота снігового покриву, см.

Коефіцієнт $K_{2,\text{X}}$ – це відношення значень добутку $\text{Д}_\text{X}$ на перехідних станціях X до тривалості снігового покриву, $\text{T}_{\text{сн.,X}}$, його обчислено за формулою

$$K_{2,\text{X}} = \text{Д}_\text{X} / \text{T}_{\text{сн.,X}}. \quad (11)$$

Таблиця 1

**Максимальна глибина промерзання ґрунту, середня висота снігового покриву на 8-ми метеостанціях Закарпатської обл. за період спостережень протягом 1948–2019 рр.**

| Назва метеостанції | Висота над рівнем Балтійського моря, м | Максимальна глибина промерзання ґрунту, см | місяць і рік отриманих макс. глибин промерзання ґрунту на метеостанції | Середня висота снігового покриву, см | Сумарна величина глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву, см |
|---|---|---|---|---|---|
| Берегово | 113 | 65 | 02.1954 | 17 | 82 |
| Ужгород | 114.6 | 63 | 02.1964 | 20 | 83 |
| Хуст | 166 | 58 | 02.1972 | 28 | 86 |
| В.Березний | 209 | 64 | 01.1972 | 28 | 92 |
| Рахів | 438 | 62 | 02.1969 | 36 | 98 |
| Міжгір'я | 456 | 54 | 01.1972 | 33 | 87 |
| Нижні Ворота | 500 | 73 | 02.1979 | 34 | 107 |
| Нижній Студений | 615 | 59 | 02.1954 | 35 | 94 |

Значення спільної величини: середньої висоти снігового покриву, $h_{\text{сн.,X}}$, і максимальної глибини промерзання ґрунту, $h_{\text{пр.,X}}$, на перехідній станції X обчислено за формулою

$$h_{\text{сн.,X}} + h_{\text{пр.,X}} = K_{2,\text{X}} \cdot t_{\text{абс.мін.,X}}, \qquad (12)$$

а максимальна глибина промерзання ґрунту, $h_{\text{пр.,X}}$, на перехідних станціях за формулою

$$h_{\text{пр.,X}} = K_{2,\text{X}} \cdot t_{\text{абс.мін.,X}} - h_{\text{сн.,X}}. \qquad (13)$$

**Обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву на м/с Плай і г. Говерла за висотними коефіцієнтами**. Для обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту для м/с Плай застосовують чотири напрямки: Ужгород – 114,6 (1) – Н.Ворота – 500 (2); В.Березний – 209 (1) – Н.Ворота – 500 (2); Берегово 113 (1) – Н.Ворота – 500 (2); Хуст – 166 (1) – Н.Ворота – 500 (2).

Висотний коефіцієнт промерзання ґрунту, $K_{\text{пр.}}$, між метеостанціями 1, 2 напрямку 1–2 визначено за формулою

$$K_{\text{пр.1}\to 2} = \frac{h_{\text{пр.2}} - h_{\text{пр.1}}}{H_2 - H_1}, \qquad (14)$$

де $h_{\text{пр.1,2}}$ – максимальна глибина промерзання ґрунту, см; $H_1$, $H_2$ – висота над рівнем Балтійського моря метеостанцій 1, 2 напрямку 1–2, м.

Максимальну глибину промерзання ґрунту на метеостанції Плай обчислено за формулою

$$h_{\text{пр. Плай}} = h_{\text{пр.,1}} + K_{\text{пр.,1–2}} \cdot (H_{\text{Плай}} - H_1). \qquad (15)$$

Спільний коефіцієнт: середня висота снігового покриву, $h_{\text{сн.Плай}}$, і максимальна глибина промерзання ґрунту, $h_{\text{пр.Плай}}$, на метеостанції Плай обчислюють за формулою

$$h_{\text{сн.пр., Плай}} = (h_{\text{пр.,1}} + h_{\text{сн.}})_1 + K_{\text{пр.сн., 1–2}} \cdot (H_{\text{Плай}} - H_1); \qquad (16)$$

$$K_{\text{пр.сн.,1–2}} = \frac{h_{\text{пр.сн.,2}} - h_{\text{пр.сн.,1}}}{H_2 - H_1}. \qquad (17)$$

Максимальну глибину промерзання ґрунту на метеостанції Плай, $h_{\text{пр.}}$, обчислюють за формулою

$$h_{\text{пр. Плай}} = h_{\text{сн.,пр. Плай}} - h_{\text{сн. Плай}} \qquad (18)$$

або з використанням коефіцієнта $K_3$. За висотно-зимовими коефіцієнтами $K_3$ обчислюють за формулою

$$K_3 = \frac{Д_{2,\text{ст.2}} - Д_{1,\text{ст.1}}}{H_2 - H_1}, \qquad (19)$$

де $Д_{2,\text{ст.2}}$, $Д_{1,\text{ст.1}}$ – добутки коефіцієнта $K_2$ на тривалість снігового покриву $T_{\text{сн.,1, 2}}$ на станціях 1, 2 напрямку 1–2, діб·см/°С; $H_1$, $H_2$ – висоти над рівнем Балтійського моря, м; $Д_{\text{Плай}}$ – добуток параметрів коефіцієнта $K_3$ на тривалість снігового покриву $T_{\text{сн.п.}}$ на метеостанції Плай обчислено за формулою

$$Д_{\text{Плай}} = Д_{1,\text{ст. 1}} + K_3 \cdot (H_{\text{Плай}} - H_1) \qquad (20)$$

або з використанням коефіцієнта $K_4$, який для метеостанції Плай обчислено за формулою

$$K_4 = \frac{Д_{\text{Плай}}}{T_{\text{сн.Плай}}}. \qquad (21)$$

Суму параметрів: максимальної глибини промерзання ґрунту, $h_{\text{пр.}}$, і середньої висоти снігового

Таблиця 2

**Результати обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту на м/с Плай та на г. Говерла за 4-ма напрямками між метеостанціями і висотними коефіцієнтами**

| Назва напрямку | Висота метеост. над рівнем моря, м | Різниця висот, м | Макс. глибина промерз. ґрунту, см | Різниця макс. глибина промерз. ґрунту, см | Висотні коеф. макс. глибина промерз. ґрунту, см/м | Макс. глибина промерз. грунту на м/с Плай, см | Макс. глибина промерз. ґрунту на г. Говерла, см |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Ужгород – Нижні Ворота | 114,6<br>500 | 385,4 | 63<br>73 | 10 | 0,025947 | 94,53 | 113.50 |
| Берегово – Нижні Ворота | 113<br>500 | 387,0 | 65<br>73 | 8 | 0,020671 | 90,15 | 105,35 |
| Хуст – Нижні Ворота | 166<br>500 | 334,0 | 58<br>73 | 15 | 0,044910 | 110,27 | 143,10 |
| В. Березний – Нижні Ворота | 209<br>500 | 291,0 | 64<br>73 | 9 | 0,030927 | 98,66 | 121,27 |
| | | | | | Сер. знач. | 98,40 | 120,78 |

покриву, $h_{\text{сн.}}$, на метеостанції Плай обчислено за 4-ма напрямками і формулою

$$h_{\text{сн. Плай}} + h_{\text{пр. Плай}} = K_4 \cdot t_{\text{абс. Плай}}. \quad (22)$$

Максимальна глибина промерзання ґрунту обчислена за 4-ма напрямками і формулою

$$h_{\text{пр. Плай}} = K_4 \cdot t_{\text{абс. Плай}} - h_{\text{сн. Плай}}. \quad (23)$$

Аналогічно за формулами (15)–(23) обчислена максимальна глибина промерзання ґрунту на г. Говерла.

У таблиці 2 приведені результати обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту за висотними коефіцієнтами на метеостанції Плай і г. Говерла.

**Обчислення глибини промерзання ґрунту із залученням у формули параметрів температури зовнішнього повітря і тривалості снігового покриву за висотними і висотно-зимовими коефіцієнтами**. За методикою висотно-зимових коефіцієнтів для визначення максимальної глибини промерзання ґрунту на ст. Х додатково застосовано зимові параметри: $t_{\text{абс.мін.,Х}}$ – абсолютний мінімум температури зовнішнього повітря на ст. Х, °С; $\text{Т}_{\text{сн.п.}}$ – тривалість снігового покриву на ст. Х напрямку 1–2, (діб).

Абсолютний мінімум температури зовнішнього повітря на ст. Х напрямку 1–2 визначено за висотними коефіцієнтами і формулами:

$$t_{\text{абс.мін., Х}} = t_{\text{абс.мін., 1}} + K_{1\text{–}2,\ \text{абс.мін.}} \cdot \Delta H_{\text{Х–1}} \quad (24)$$

або

$$t_{\text{абс.мін., Х}} = t_{\text{абс.мін., 2}} + K_{1\text{–}2,\ \text{абс.мін.}} \cdot \Delta H_{\text{2–Х}}; \quad (25)$$

$$K_{1\text{–}2,\ \text{абс. мін}} = \frac{h_{2,\ \text{абс. мін}} - h_{1,\ \text{абс. мін}}}{H_2 - H_1}, \quad (26)$$

де $t_{\text{абс.мін., Х}}$, $t_{\text{абс.мін., 1}}$, $t_{\text{абс.мін., 2}}$ – абсолютний мінімум температури зовнішнього повітря на ст. Х, 1, 2 напрямку 1–2, °С; $K_{1\text{–}2,\ \text{абс.мін.}}$ – висотний коефіцієнт абсолютного мінімуму температури зовнішнього повітря між ст. 1 і ст. 2 напрямку 1–2, °С/м.

Тривалість снігового покриву, $\text{Т}_{\text{сн.Х.}}$, на ст. Х напрямку 1–2 визначено за висотними коефіцієнтами та формулами:

$$\text{Т}_{\text{сн., Х}} = \text{Д}_{\text{Вст.сн.п., Х}} - \text{Д}_{\text{Сх.сн.п., Х}}; \quad (27)$$

$$\text{Д}_{\text{Вст.сн.п., Х}} = \text{Д}_{\text{Вст.сн.п.,1}} + 1/2(K_{1\text{–}2,\text{тр.сн.п.}} \cdot \Delta H_{1\text{–Х}}); \quad (28)$$

$$\text{Д}_{\text{Сх.сн.п., Х}} = \text{Д}_{\text{Сх.сн.п.,1}} + 1/2(K_{1\text{–}2,\text{тр.сн.п.}} \cdot \Delta H_{1\text{–Х}}), \quad (29)$$

де $\text{Т}_{\text{сн., Х}}$ – тривалість снігового покриву на станції Х напрямку 1–2, діб; $\text{Д}_{\text{Вст.сн.п.,Х}}$ – дата встановлення снігового покриву на станції Х напрямку 1–2, число, місяць; $\text{Д}_{\text{Вст.сн.п.,1}}$ – дата встановлення снігового покриву на початковій (1) станції напрямку 1–2, число, місяць; $\text{Д}_{\text{Сх.сн.п., Х}}$ – дата сходження снігового покриву на станції Х напрямку 1–2, число, місяць; $\text{Д}_{\text{Сх.сн.п.,1}}$ – дата сходження снігового покриву на початковій (1) станції напрямку 1–2, число, місяць; $K_{1\text{–}2,\text{тр.сн.п.}}$ – висотний коефіцієнт тривалості снігового покриву між ст. 1 і ст. 2 напрямку 1–2, діб/м; $\Delta H_{1\text{–Х}}$ – різниця висот між ст. 1 і ст. Х напрямку 1–2, м.

$$K_{1\text{–}2,\ \text{тр.сн. п.}} = \frac{\text{Т}_{\text{сн. п.,2}} - \text{Т}_{\text{сн. п.,1}}}{H_2 - H_1}, \quad (30)$$

де $\text{Т}_{\text{сн.п.,1}}$ – тривалість снігового покриву на ст.1 напрямку 1–2, діб; $\text{Т}_{\text{тр.сн.п.,2}}$ – тривалість снігового покриву на ст. 2 напрямку 1–2, діб.

Тривалість снігового покриву на ст. Х напрямку 1–2, $\text{Т}_{\text{сн.п.,Х}}$, обчислено за формулами:

$$\text{Т}_{\text{сн.п., Х}} = \text{Т}_{\text{сн.п., 1}} + K_{1\text{–}2,\ \text{тр.сн.п.}} \cdot \Delta H_{\text{Х–1}} \quad (31)$$

або $$\text{Т}_{\text{сн.п., Х}} = \text{Т}_{\text{сн.п., 2}} - K_{1\text{–}2,\ \text{тр.сн.п.}} \cdot \Delta H_{\text{2–Х}}. \quad (32)$$

**Обчислення додаткових зимово-висотних коефіцієнтів для 9-ти метеостанцій Закарпатської обл.** Коефіцієнт $K_1$ – відношення глибини промерзання ґрунту, $h_{пр.}$, до абсолютного мінімуму температури зовнішнього повітря, $t_{абс.мін.}$, на метеостанції Х обчислено за формулою (3). Коефіцієнт $K_2$ – відношення сумарної величини глибини промерзання ґрунту, $h_{пр.}$, і висоти снігового покриву, $h_{сн.п.}$, до абсолютного мінімуму температури зовнішнього повітря, $t_{абс.мін.}$, на метеостанції Х обчислено за формулою (4). Добуток $Д_1$ – тривалості снігового покриву, $Т_{сн.п.}$ на коефіцієнт $K_1$ на метеостанції Х обчислено за формулою (5). Добуток $Д_2$ – тривалості снігового покриву, $Т_{сн.п.}$ на коефіцієнт $K_2$ на метеостанції Х обчислено за формулою (6).

**Обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту на м/с Плай за висотно-зимовими коефіцієнтами.** Висотний коефіцієнт промерзання ґрунту, $K_{пр.}$, між метеостанціями 1, 2 напрямку 1–2 визначають за формулами (1), (2).

Максимальну глибину промерзання ґрунту, $h_{пр.,\ Плай}$, на метеостанції Плай обчислено за формулою

$$h_{пр.,\ Плай} = h_{пр.,1} + K_{пр.,1-2} \cdot (H_{Плай} - H_1). \qquad (33)$$

Спільний коефіцієнт: середня висота снігового покриву, $h_{сн.Плай}$, і максимальна глибина промерзання ґрунту, $h_{пр.Плай}$, на метеостанції Плай обчислено за формулами:

$$h_{сн.пр.,Плай} = (h_{пр.} + h_{сн.})_1 + K_{пр.сн.,1-2} \cdot (H_{Плай} - H_1); \qquad (34)$$

$$K_{пр.сн.,1-2} = \frac{h_{пр.сн.,2} - h_{пр.сн.,1}}{H_2 - H_1}. \qquad (35)$$

Максимальну глибину промерзання ґрунту на метеостанції Плай, $h_{пр.}$, обчислено за формулою

$$h_{пр.Плай} = h_{сн.пр.Плай} - h_{сн.Плай}. \qquad (36)$$

За висотно-зимовими коефіцієнтами $K_3$ обчислюють за формулою

$$K_3 = \frac{Д_{2,ст.2} - Д_{1,ст.1}}{H_2 - H_1}, \qquad (37)$$

де $Д_{2,ст.2}$, $Д_{1,ст.1}$ – добутки коефіцієнта $K_2$ на тривалість снігового покриву $Т_{сн.,1,\ 2}$ на станціях 1, 2 напрямку 1–2, діб·см/°С; $H_1$, $H_2$ – висоти над рівнем Балтійського моря, на станціях 1, 2 напрямку 1–2, м; $Д_{Плай}$ – добуток параметрів коефіцієнта $K_3$ на тривалість снігового покриву $Т_{сн.п.}$ на метеостанції Плай обчислено за формулою

$$Д_{Плай} = Д_{1,ст.,1} + K_3 \cdot (H_{Плай} - H_1). \qquad (38)$$

Коефіцієнт $K_4$ для метеостанції Плай обчислено за формулою

$$K_4 = \frac{Д_{Плай}}{Т_{сн.Плай}}. \qquad (39)$$

Суму параметрів: максимальної глибини промерзання ґрунту, $h_{пр.}$, і середньої висоти снігового покриву, $h_{сн.}$, на метеостанції Плай обчислено за 3-ма напрямками і формулою

$$h_{сн.Плай} + h_{пр.Плай} = K_4 \cdot t_{абс.Плай}. \qquad (40)$$

Таблиця 3

**Результати обчислень зимових параметрів на 8-ми метеостанціях Закарпатської обл. із визначенням середніх значень для метеостанції Плай**

| Назва метеостанцій | Висота над рівнем Балтійського моря, м | Абсолютний мінімум температури, °С | Глибина промерзання ґрунту, см | Висота снігового покриву, см | Тривалість снігового покриву, діб | Висота снігового покриву і глибини промерзання ґрунту, см | $K_1$, см/°С | $Д_1$, (см/°С) діб | $K_2$, см/°С | $Д_2$, (см/°С) діб |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Берегово | 113,0 | –32,5 | 65 | 17 | 59 | 82 | 2,0000 | 118,00 | 2,52 | 148,68 |
| Ужгород | 114,6 | –32,0 | 63 | 20 | 62 | 83 | 1,9688 | 122,06 | 2,59 | 160,58 |
| Хуст | 166,0 | –31,6 | 58 | 28 | 80 | 86 | 1,8354 | 146,83 | 2,72 | 217,60 |
| В.Березний | 209,0 | –30,7 | 64 | 28 | 67 | 92 | 2,0846 | 139,66 | 3,00 | 201,00 |
| Рахів | 438,0 | –29,1 | 62 | 36 | 89 | 98 | 2,1305 | 189,61 | 3,37 | 299,93 |
| Міжгір'я | 456,0 | –28,7 | 54 | 33 | 70 | 87 | 1,8815 | 131,71 | 3,03 | 212,10 |
| Н.Ворота | 500,0 | –31,6 | 73 | 34 | 115 | 107 | 2,3101 | 265,66 | 3,39 | 389,85 |
| Н.Студений | 615,0 | –31,3 | 59 | 35 | 105 | 94 | 1,8849 | 197,91 | 3,00 | 315,00 |
| Плай | 1330,0 | –26,9 | 95,03 | 62 | 151 | 157,03 | 3,5327 | 533,43 | 5,83 | 880,33 |

Максимальна глибина промерзання ґрунту на м/с Плай, $h_{\text{пр.Плай}}$, обчислена за 3-ма напрямками і формулою

$$h_{\text{пр.Плай}} = K_4 \cdot t_{\text{абс.Плай}} - h_{\text{сн.Плай}} . \quad (41)$$

Результати обчислень зимових параметрів на 8-ми метеостанціях Закарпатської обл. із визначенням середніх значень для метеостанції Плай зведені до таблиці 3.

Для обчислення максимальних глибин промерзання ґрунту і середніх висот снігового покриву на 7-ми перевалах Українських Карпат і г. Говерла застосовано чотири напрямки: Ужгород – 114,4 м – Плай 1330 м; Берегово – 113 м – Плай – 1330 м; Хуст – 166 м – Плай – 1330 м; Нижні Ворота – 500 м – Плай – 1330 м і формули висотних коефіцієнтів.

**Дослідження впливу відстані між метеостанціями на результати обчислених параметрів: максимальну глибину промерзання ґрунту та середню висоту снігового покриву**. Обчислені параметри для 7-ми перевалів і г. Говерла за зазначеними напрямками з фактичними відстанями між метеостанціями напрямку: Ужгород – Плай – 64 км; Берегово – Плай – 65,4 км; Хуст – Плай – 56 км; Нижні Ворота – Плай – 11 км. Прийнято припущення, що найближчий напрямок – Н.Ворота – 500 м – Плай – 1330 м – з відстанню між ними 11 км не впливає на обчислені параметри. Для інших напрямків вводимо два поправочні коефіцієнти на відстані:

$$K_1' = \frac{h_{\text{гл.(сн.)ст.1}} - h_{\text{гл.(сн.)ст.Плай}}}{L_{\text{ст.1–ст.Плай}} - L_{\text{Н.Ворота–ст.Плай}}} ; \quad (42)$$

$$h_{\text{гл.(сн.)ст.1}} = K_2 + h_{\text{ст.1–ст.Плай}} ; \quad (43)$$

$$K_2' = K_1 (L_{\text{ст.1–ст.Плай}} - L_{\text{Н.Ворота–ст.Плай}}) . \quad (44)$$

При обчисленні середніх значень максимальної глибини промерзання ґрунту для г. Говерла (2061 м) для більшої надійності в розрахунках застосовано найбільшу глибину промерзання ґрунту Говерли – 120,78 см.

**Висновки.**

1. Прийняті методики обчислення максимальних глибин промерзання ґрунту і середніх висот снігового покриву для 7-ми перевалів Карпат за напрямками між метеостанціями, висотними і висотно-зимовими коефіцієнтами з урахуванням коефіцієнтів на відстані між метеостанціями приведені вперше.

2. Поправки на відстані між метеостанціями не значні, всього 0,5–1,5 см, тому можна констатувати, що максимальні глибини промерзання ґрунту і середні висоти снігового покриву залежать, в основному, від висот розміщення станцій над рівнем Балтійського моря.

3. Обчислені спільні параметри для 7-ми перевалів Закарпатської, Львівської, Івано-Франківської областей можуть бути використані як перехідні станції для напрямків у визначенні аналогічних параметрів для даних областей.

4. Приведені параметри застосовують для проектування і будівництва основ і фундаментів та інженерних мереж на досліджуваних територіях.


[1] *Андреева Г.К.* Некоторые вопросы построения климатических карт / Андреева Г.К., Бабиченко В.Н. – К.: УкрНИГМИ. Вып. 131. – 1974. – С. 106–116.

[2] *Бабиченко В.Н.* Климат Ужгорода [текст] / Бабиченко В.Н. – Л.: Гидрометеоиздат, 1991. – 190 с.

[3] *Бабиченко В.Н.* Продолжительность зимнего сезона на Украине / Бабиченко В.Н., Щербань М.И. – К.: Метеорология, климатология и гидрология. Вып.10. – 1974. 90 с.

[4] *Будыко М.И.* Климат в прошлом и будущем [текст] / Будыко М.И. – Л.: Гидрометеоиздат, 1980. – 351 с.

[5] *Бучинский И.Е.* Климат Украины / Бучинский И.Е. – Л.: Гидрометеоиздат, 1960. – 130 с.

[6] *Винников К.Я.* Чувствительность климата / Винников К.Я. – Л.: Гидрометеоиздат, 1986. – 224 с.

[7] *Гейзер Р.* Климат приземного слоя воздуха / Гейзер Р. – М.: Издательство иностранной литературы, 1960. – 486 с.

[8] *Гук М.І.* Клімат Української РСР [текст] / Гук М.І., Половко І.К., Прихотько Г.Ф. – К.: Радянська школа, 1958. – 72 с.

[9] Закарпатська область. Загальногеографічна карта м-б 1:250 000 / – К.: АГП. – 2006. – 1 лист.

[10] *Кінаш Р.І.* Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Львів: Problems of the Technical Meteorology, 22-26 may, 2006. – 2006. – Р. 50–56.

[11] *Ліпінський В.М.* Клімат України / Ліпінський В.М., Дячук В.А., Бабіченко В.М. – К.: вид-во Раєвського, 2003. – 343 с.

[12] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування ДБН В.1.2-2:2006 / – К.: Мінбуд України. – 2006. – 35 с.

[13] ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія / – К.: Укрархбудінформ. – 2011. – 127 с.

[14] *Kinash Roman* Technique of Determination the Parameters of snowloads for Towns, peaks and Passes of Carnation region / Kinash R.I., Huck J.S. – Canada: Snow Engineering VI, june 1–5, 2008.


*Надійшла 11.06.2020 р.*

# ВНУТРІШНІ КРИТЕРІЇ ОЦІНКИ ЯКОСТІ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ СТАЛЕВИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ



**Ю.І. Гезенцвей**
експерт з будівельного проектування
ТОВ «Метінвест Інжиніринг»,
м. Дніпро

Якість конструктивних рішень при проектуванні сталевих будівельних конструкцій може оцінюватись величиною коефіцієнта зміни вартості будівництва, пов'язаного із впровадженням у проекті заходів щодо внутрішніх критеріїв оцінки та забезпечення економії металевого прокату та затрат праці на виготовлення та монтаж металевих конструкцій (далі – будівництво) в порівнянні з базовими (загальноприйнятими) рішеннями [1]:

- $K_{зв} = C/C_{пр}$ , де $K_{зв}$ – коефіцієнт зміни вартості будівництва;
- $C$ – зміна вартості у зв'язку із застосуванням економічних або технологічних конструктивних рішень;
- $C_{пр}$ – вартість проекту із застосуванням базових (традиційних) рішень.
- $K_{зт} = B/B_{пр}$ , де $K_{зт}$ – коефіцієнт зміни термінів будівництва;
- $B$ – зміна термінів у зв'язку із застосуванням економічних або технологічних конструктивних рішень;
- $B_{пр}$ – термін виконання проекту із застосуванням базових (традиційних) рішень.

Внутрішніми критеріями оцінки ми будемо називати відношення узагальнених витрат, що досягаються застосуванням конструктивних рішень, які зменшують вартість як окремих елементів споруд, так і споруд в цілому, до обсягів вартості при застосуванні традиційних технічних рішень.

Оптимальна конструктивна форма має відповідати трьом постулатам проф. М.С. Стрілецького, першим з яких є проектувальний (економія сталі), другим – виробничий (економія затрат праці), третім – організаційний (мінімальні терміни виконання робіт) [2].

Досягнення вимог першого постулату – економії сталі – можливо за рахунок застосування високоміцних мікролегованих сталей класу С440 (ТМСР-прокат), які мають високу міцність, ударну в'язкість та якісну зварюваність.

Використання ТМСР-прокату має такі переваги:

- для проектантів – вільний вибір проектних рішень, підвищення надійності конструкцій, покращення експлуатаційних показників конструкцій в екстремальних ситуаціях (нагрівання, низькі температури);
- для виробників металоконструкцій – спрощення зварювальних робіт, покращення якості зварювальних з'єднань;
- для замовників – мінімізація ваги конструкцій у несних елементах будинків та споруд, скорочення термінів будівництва.

ТМСР-прокат сертифікований та стандартизований в Україні (ДСТУ EN 10025-4:2007), виготовляється згідно з ТУ У 14-16-150-99, ТУ 14-3-1573-96.

Застосування дрібнозернистих термозміцнених сталей підвищує живучість сталевих промислових споруд [7].

Урахування внутрішніх критеріїв при цьому залежить від призначення споруди та конкретних умов, в яких перебувають її конструкції.

Одним із показників внутрішніх критеріїв може бути порівняння ваги основних несних конструкцій каркаса будівлі РУ-3 Єнакієвського металургійного заводу, виготовлених зі зварних складених двутаврів із застосуванням сталей С245 та С440М. Результат розрахунку, виконаного за просторовою схемою, показав ефективність застосування сталі класу С440, яка складає 33,52 % [3].

Для конструкцій, що піддаються стаціонарному чи імпульсному нагріванню, таких як кожухи доменних печей та подібних до них, важливо враховувати зміну межі міцності матеріалу на граничну кількість циклів навантаження до руйнування. Шляхом розрахунків та порівняння результатів щодо сталі марки 09Г2С та 10Г2ФБ

встановлено, що співвідношення граничної кількості циклів до руйнування є таким, що дорівнює 1,545 на користь сталі 10Г2ФБ та підвищується зі зростанням температури [4].

У конструкціях, на які діє нагрівання та абразивний технологічний пил, особливо у розтягнутих елементах при концентрації вологи виникає кипіння (як у порах матеріалу, так і в місцях кріплень), що викликає небезпеку кавітаційного руйнування матеріалу конструкцій. При цьому матеріал підлягає значним механічним ударним навантаженням, що призводить до кавітаційної ерозії. Підвищення несної здатності конструкцій може бути досягнуте шляхом застосування високоміцних сталей класу С440.

Використання високоміцних сталей класу С440 в конструкціях сталевих бункерів для металургійної промисловості за умов дії високих технологічних навантажень та низьких температур засвідчило, що економія у вазі матеріалу [5] при порівнянні варіанта бункера зі сталі класу С255 та сталі класу С440 становить:

- по обшивці – 38,9 % ;
- по ребрах жорсткості – 36 % ;
- по бункерних балках – 37,8 % .

Слід зазначити також, що підвищення міцності сталі для конструкції ємності знижує значення власних частот у середньому на 15 % для кожних 100 МПа збільшення міцності [6].

Важливою умовою, що забезпечує живучість споруди, є підвищення вогнестійкості сталей класу С440. В таблиці приведені значення межі плинності найбільш використовуваних марок сталей при нагріванні зразків до температур +600 °С і +800 °С (згідно з даними випробувань, проведених ТОВ «Метінвест Інжиніринг»).

| Марка сталі | Температура, °С | Межа плинності, Н/мм$^2$ |
|---|---|---|
| Ст3сп | +600 | 100 |
| | +800 | 36 |
| 09Г2С | +600 | 161 |
| | +800 | 60 |
| 10Г2ФБЮ | +600 | 246 |
| | +800 | 70 |

З даних таблиці очевидні значення внутрішніх критеріїв при врахуванні підвищеної вогнестійкості високоміцних сталей.

Загальне значення внутрішнього критерію може визначатися як алгебраїчна сума частинних критеріїв, які залежать від особливостей та призначення конструктивних елементів конкретної споруди.



**Застосування стінової огорожі промислової будівлі з використанням самонесних стінових касет**

Другий постулат – промисловий, що характеризується оптимізованою конструктивною формою споруди (чи її елементів). Прикладом може слугувати стінова огорожа, яка виконується без несних конструкцій фахверка із застосуванням самонесних стінових касет завдовжки до 900 мм із наступним улаштуванням утеплювача і зовнішнього металевого профільованого листа (див. рисунок).

Конструкції касет виготовляються компанією «Прушинський». Їх застосування не потребує несних конструкцій фахверка, виключаючи весь комплекс пов'язаних із ними робіт – зведення фундаментів, виготовлення ригелів та стійок, а також їх монтаж. Крім того, монтаж касет і окремих листів стінового профнастилу не потребує застосування вантажопідйомних механізмів і дає змогу вільного кольорового вирішення фасаду будівлі, особливо при проектуванні таких громадських будівель, як торгово-виставкові, спортивні, видовищні тощо.

Застосування стінової огорожі промислової будівлі з використанням самонесних стінових касет показано на рисунку.

Вага елементів фахверка при традиційній конструкції стін із застосуванням сендвіч-панелей (стійок фахверка і ригеля) складає від 2 до 8 % від загальної ваги металевого каркаса, через що внутрішній критерій при використанні самонесних касет може складати 1,05 (середнє значення).

Одним із прикладів оптимальної конструктивної форми, яка застосовується для досягнення мінімізації як обсягу металоконструкцій, так і трудовитрат при їх монтажі, може слугувати система в'язей, яка передбачає використання зсувної жорсткості покрівлі з профільованого настилу в діафрагмах жорсткості, розміщених як поперек, так і вздовж прогону будівлі замість стрижневих в'язевих ферм [8].

Поперечні та поздовжні діафрагми повністю замінюють поперечні в'язі по верхніх поясах кроквяних ферм і обидва типи в'язей по нижніх поясах, особливо при шарнірному спиранні кроквяних ферм на колони, коли опорний вузол розташований на рівні верхнього поясу, а також в суцільностінчастих рамах (типу «Канск») [9].

Визначаючи конструкцію каркаса з урахуванням застосування даних рішень, можливо довести внутрішній частинний критерій до значення 1,12–1,2.

Реалізувати третій постулат – організаційний (мінімальні терміни виробництва робіт) – можливо шляхом регулювання напружень у конструкціях металевих каркасів будівель і споруд (10).

Технологічні способи регулювання напружень відносяться до проблеми підвищення фізичної і моральної довговічності будівельних металоконструкцій.

При реконструкції систем аспірації ливарного двору ДП3 ММКІ за допомогою штучного регулювання зусиль в елементах існуючого каркаса будівлі забезпечено їх пристосування до додаткових навантажень. При цьому збережена можливість виробництва БМР без зупинки діючого виробництва і без демонтажу конструкцій. Тобто створені умови для безпечного виробництва робіт з підсилення в мінімальні терміни.

За допомогою аналізу розподілення зусиль було встановлено, що найбільш напруженим є ригель поперечної рами в місці жорсткого вузла і його з'єднання зі стійкою. Зменшення прогону ригеля забезпечило перерозподіл зусиль і, як наслідок, зменшення рівня відповідних напружень.

Перераховані методи визначення внутрішніх критеріїв оцінки технологічності та ефективності застосування металоконструкцій є поодинокими випадками дотримання принципів трьох засад у проектуванні, застосування яких (як окремо, так і в комплексі) істотно визначає переваги металу в конструкціях.


[1] *Голубова О.С.* Показатели оценки качества проектно-сметной документации в строительстве // Белорусский национальный технический университет.

[2] *Сахновский М.М.* Технологичность строительных сварных стальных конструкций – К.: Будивельник, 1970.

[3] *Гезенцвей Е.И.* Повышение технологичности строительных металлоконструкций // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2015. – № 1. С. 32–38.

[4] *Гезенцвей Е.И., Олевский В.И., Олевский А.В.* Сравнительный анализ прочности кожуха доменной печи модернизированной конструкции из стали 10Г2ФБ и традиционной из стали 09Г2С//Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 2. С. 36–41.

[5] *Y. Hezentsvei, D. Bannikov* Effectiveness evaluanion of steel strength inprovement for pyramidal-prizmatic bunkers// EUREKA: Phusics and engineering. – Number 2. – 2020.

[6] *Банников Д.О., Гезенцвей Е.И., Мунтян А.О.* Динамически свойства малоразмерных бункерных емкостей из мелкозернистых термоупрочненных сталей: Тезисы доклада. VII Международная конференция «Актуальные прблемы инженерной механики», Одесса, – 2020 г.

[7] *Гезенцвей Е.И., Банников Д.О.* Повышение живучести стальных промышленных сооружений за счет применения мелкозернистых термоупрочненных сталей//Промислове будівництво та інженерні споруди, – 2020. – № 2. С. 42–45.

[8] Рекомендации по учету жесткости діафрагм из стального профилированного листа в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальних загрузках. – ЦНИИПроектстальконструкция, – М:. – 1980.

[9] *Сахновский М.М.* Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. – К:. Будивельник, 1984.

[10] *Лащенко М.Н.* Регулирование напряжений в металлических конструкциях. Издательство литературы по строительству, – Л., М., 1966.


*Надійшла 18.08.2020 р.*

# ОСНОВИ ФОРМОТВОРЕННЯ АРХІТЕКТУРИ БУДІВЕЛЬ З ЕНЕРГООЩАДНИМИ ТЕХНОЛОГІЯМИ



**Мораді Пур Омід**
аспірант Київського національного університету будівництва і архітектури

Енергетичні проблеми, що особливо гостро постали перед світовою економікою протягом останніх десятиліть, почали набувати глобального характеру. Але екологічні проблеми виникли на фоні бурхливого розвитку промислового виробництва, зростання передових економік світу. Саме вони (передові країни) намагаються закласти основи енергозбереження в майбутньому.

Динамічний розвиток сучасних технологій дозволив людству на зламі тисячоліть здійснити грандіозний прорив у різних галузях народного господарства. Однією з таких галузей є будівництво. Будівельні технології, підштовхувані ззовні відкриттями в науці і техніці, отримали значний поштовх зсередини (від виробництва) і вплинули на формування архітектури майбутнього. Зокрема обтічні, біонічні, органічні форми стали найбільш виразними у виявленні особливостей об'ємно-просторового вирішення різних типів будівель у залежності від їх призначення, величини, типології та місцевих умов проектування і будівництва.

Надзвичайно актуальним сьогодні є вирішення проблеми енергозбереження (зокрема енергозбереження в житлових будівлях). Це пов'язано з багатьма різними аспектами: динамічним розвитком демографічної ситуації в найбідніших країнах світу; необхідністю пошуку ефективних шляхів заміни масового використання невідновлюваних джерел енергії відновлюваними; пошуком шляхів вирішення проблем енергозабезпечення різних типів будівель, науково обґрунтованих прийомів і методів збільшення їх енергоефективності та виявлення особливостей впливу проблем енергозбереження на формотворення в архітектурі (функціонально-планувальне та об'ємно-просторове вирішення будівель).

Такий широкий спектр об'єктивних проблем зумовив значне збільшення частки наукових робіт, які обґрунтовують різні шляхи енергозбереження та енергоефективності будівель. Крім того, постає гостра проблема їх відповідності новим вимогам енергоефективності. Дійсно, досить цікавим є питання – як вплинуть вимоги до енергоефективних будівель на їх функціонально-планувальну структуру та об'ємно-просторове вирішення, орієнтацію в просторі та розміщення на ділянці? Отже, існує цілий ряд факторів, що впливають на формування будівель з енергоефективними технологіями. Детальний аналіз наукових джерел та прикладів практичного застосування енергоефективних технологій у світовій практиці дозволяють виокремити ряд вагомих чинників, що впливають на формування архітектури будинків середньої поверховості, а саме: демографічні; ергономічні; типологічні; соціально-економічні; природно-кліматичні; містобудівні; функціонально-планувальні; технологічні (пов'язані з особливостями розміщення енергоефективного обладнання по відношенню до житла); конструктивно-технічні; екологічні; художньо-естетичні (композиційні) тощо. Всі ці чинники повинні обов'язково розглядатись комплексно та у безпосередньому зв'язку з урахуванням наявності місцевої проектної бази та місцевих будівельних матеріалів.

На даному історичному етапі в проектуванні енергоефективних будівель виокремлюються три наступні питання, які постають перед сучасними зодчими: в чому полягають сучасні енергоефективні технології і яким чином вони можуть вплинути на архітектуру; як буде формуватись внутрішня функція будинків і їх функціонально-планувальна структура під впливом особливостей передових енергоефективних технологій; як нові енергоощадні технології вплинуть на формування об'ємно-просторового вирішення будівель середньої поверховості (як окремих, так і цілих масивів мікрорайонів)? На жаль, Україна на теперішній час відстає від провідних країн світу у масовому виробництві і проектуванні енергоефективного обладнання, однак на внутрішні ринки держави все частіше потрапляють зразки передових технологій, за якими можливо визначити основні тренди в цій галузі на найближчу перспективу. Виявляється, що сучасний етап роз-

© Мораді Пур Омід

витку енергоефективного обладнання – це один з етапів його поступального становлення, коли сонячні батареї зменшують свої фізичні габарити. Саме тому зодчі всього світу очікують чітко поставлених завдань щодо формування будівель майбутнього з енергоефективними технологіями. Наприклад, вже сьогодні намітились стійкі тенденції до зменшення фізичних габаритів сонячних батарей і збільшення їх потужності, енергоефективності щодо складання, акумулювання енергії та передавання її на значні відстані.

Таким чином, коротко описати процес взаємозв'язку технологічного обладнання з приміщеннями, в яких воно знаходиться, можна наступним чином: технології – функція – архітектура. Ця потрійна формула дозволить зодчим у найближчому майбутньому вийти на той комплекс вимог, які будуть висуватись перед архітектурним формотворенням. Єдине, що вносить досить значні корективи у цей формотворчий процес, – це те, що вчені, фізики-електротехніки, енергетики, економісти ще не визначились з комплексом вимог до енергоефективного обладнання та до особливостей його розміщення в приміщенні у найближчому майбутньому. Це обумовлено тим фактом, що всі ми історично живемо в тому періоді становлення енергоефективного обладнання, який може в майбутньому внести значні корективи у його форму, структуру, величину, особливості розміщення, типологічні особливості, систему взаємозв'язку з архітектурним середовищем тощо.

Системний підхід до архітектурного формотворення дозволить врахувати всі можливі впливи і видозміни, що сприятимуть ефективному впровадженню енергоефективного обладнання в архітектуру сучасних будівель. Для цього необхідно створити блок-схему алгоритму дій в їх проектуванні, яка б передбачала поступальний розвиток технологій, що видозмінюють форму і самі видозмінюються залежно від трендів в енергозабезпеченні. Як зазначають багато міжнародних експертів, Україна перебуває на досить низькому рівні стосовно розвитку енергоефективних технологій, однак це дає змогу активно реагувати на основні тенденції і зміни в галузі енергозбереження, штучний вакуум вимагає швидкого заповнення новим змістом. Тобто Україна має унікальну можливість «з чистого аркуша» сформувати алгоритм дій у галузі енергозабезпечення різних типів житлових і нежитлових приміщень згідно з видозмінами у наукових розробках та підходах до формування енергетичної концепції окремої держави або цілого регіону.

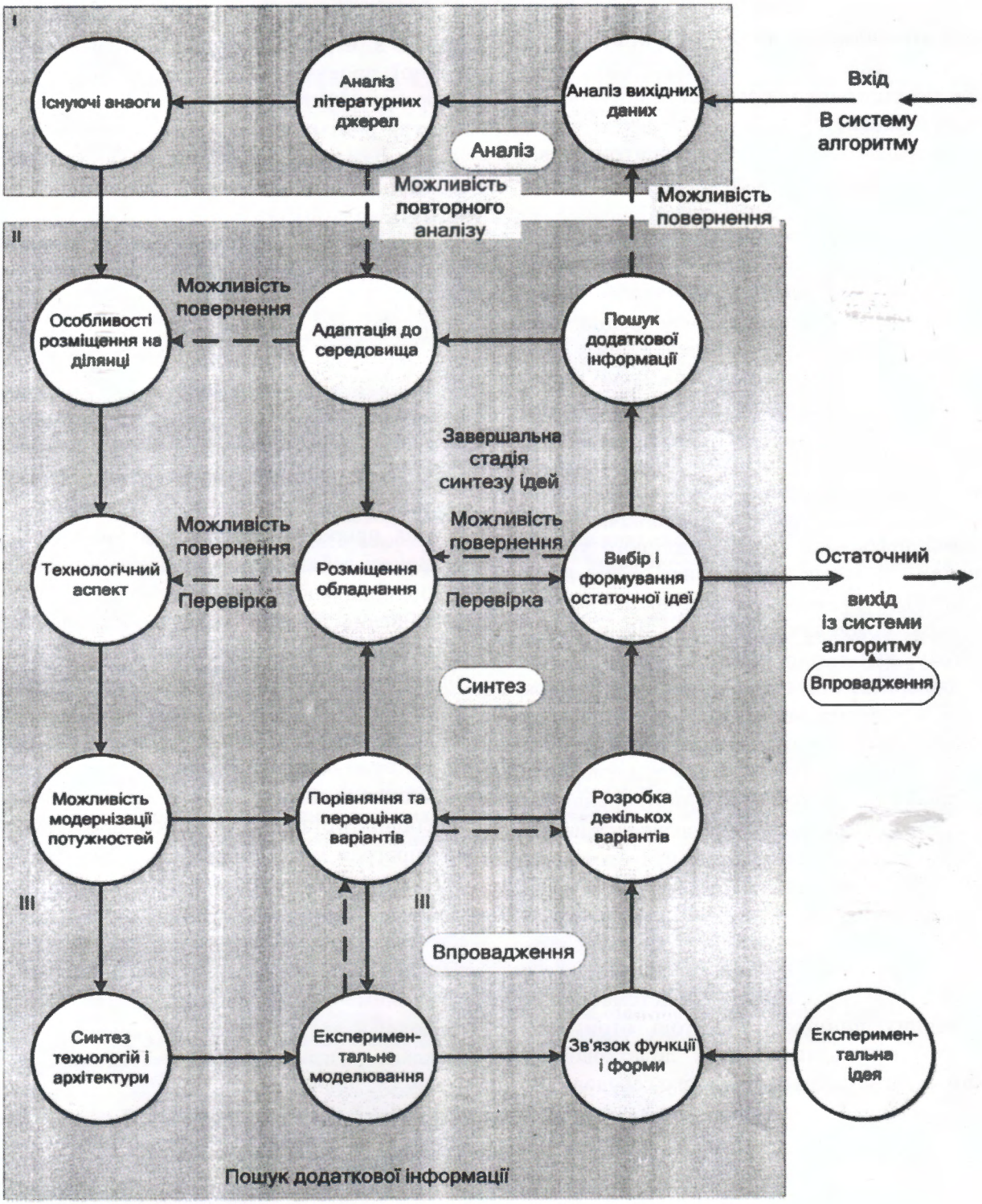
Розроблені автором пропозиції стосуються системного підходу до здійснення наукової діяльності в архітектурному формотворенні будівель середньої поверховості з енергоефективними технологіями. Тобто запропоновано алгоритм дій в комплексному проектуванні будівель з енергозберігаючими технологіями ЕЗТ (див. рисунок). Що може бути визначальним у створенні подібного алгоритму?

Система будь-якого формотворення має передбачати можливість корегування остаточної ідеї згідно з новими виявленими умовами і факторами впливу на процес зазначеного формотворення.

Від самого початку дослідник цієї сфери повинен розуміти, що задачі енергозбереження у всьому світі знаходяться на стадії розроблення, у процесі становлення технологій і відповідного обладнання для різних джерел відновлюваної енергії (сонячної, вітряної, енергії водних джерел і землі).

Досить важко архітекторам розроблювати проектну документацію і прогнозувати комплексні рекомендації з проектування енергоефективних будівель, коли власне нечітко поставлено саме технічне завдання, немає чітких вимог з боку науковців-енергетиків, фізиків, технологів тощо. Тобто існує унікальний феномен формотворення архітектурного середовища будівель, коли самі технології їх енергозабезпечення перебувають у процесі доопрацювання і перманентного становлення.

Опишемо запропонований автором алгоритм формотворення, оскільки він може бути покладений в основу всіх подальших дій у проектуванні різних типів будівель з енергозберігаючими технологіями. По-перше, сам процес проектування, як і процес будь-якого наукового дослідження, доцільно розділити на три основні стадії: аналіз, синтез, впровадження. Стадія аналізу (див. рисунок) передбачає ознайомлення з об'єктом проектування та вивчення вітчизняного та зарубіжного досвіду: аналіз вихідних даних (вивчення ділянки, умов інсоляції, рельєфу, природно-кліматичних умов, завдання на проектування тощо); аналіз літературних джерел (дослідження наукових робіт, виявлення взаємозв'язку між теоретичними і практичними напрацюваннями в галузі




**Алгоритм дії в проектуванні будинків з ЕЗТ**

архітектури із енергозбереженням); вивчення існуючих аналогів (аналіз вітчизняного і зарубіжного досвіду проектування архітектурного середовища з ЕЗТ). Це перша стадія дослідження. Друга стадія передбачає комплекс опрацювання інформації, отриманої на першій стадії дослідження. Якщо перша стадія стосувалась загальних положень формотворення архітектурного середовища на конкретній земельній ділянці, то друга стадія дозволяє конкретизувати проектне завдання із врахуванням особливостей енергоефективних технологій.

Ця стадія передбачає врахування: особливостей розміщення на ділянці будівництва; технологічних аспектів енергозбереження; можливості модернізації енергоефективних потужностей при реконструкції будівлі (реконструкції з модернізацією); особливостей синтезу новітніх технологій з архітектурою; зв'язку функції і форми, втілених у функціонально-планувальному і об'ємно-просторовому вирішенні; особливостей ІТ-технологій при розробленні декількох варіантів проектного вирішення, з яких можливо буде обрати один найкращий. Цей блок питань з проектування середовища з енергоефективними технологіями можна об'єднати під назвою «синтез». Він органічно поєднує одночасно декілька послідовних кроків системного проектування: особливості розміщення енергоефективного обладнання в будівлі; адаптація технологій до існуючого середовища; пошук додаткової інформації щодо можливого урізноманітнення варіантів вирішення; формування остаточної ідеї на основі варіативного відбору з декількох можливих вирішень. Як показано на рисунку, вихід із системи передбачає можливість повернення до попередніх стадій з метою системного корегування і доопрацювання остаточної ідеї. Так стадія аналізу передбачає розгляд окремих елементів системи, відокремлено виділяючи найважливіші аспекти формотворення.

Наступна стадія синтезу передбачає системне поєднання і вичленування найголовніших аспектів формотворення архітектури, що дають змогу відібрати лише ті чинники, які є важливими в процесі конкретного проектування. Синтез передбачає об'єднання в єдине ціле результатів отриманого аналізу і систематизацію формотворчих чинників з метою отримання найкращого результату: пошук додаткової інформації; адаптація до оточуючого середовища; врахування особливостей розміщення обладнання в структурі будівлі; формування остаточної проектної ідеї через клаузуру і ескіз (фор-проект) з виходом із системи пропонованого алгоритму дії.

У результаті дослідження виявлено пряму залежність між енергозберігаючими технологіями (їх видами) та особливостями об'ємно-просторового вирішення середньоповерхових будівель з відповідним обладнанням. Так, у світовій практиці вітроустановки розміщуються поодаль від місць проживання людей (на віддалених островах, фьйордах у Норвегії, Швеції тощо), оскільки рівень шуму від їх роботи негативно впливає на всі живі організми (в т.ч. і на людину). Специфіка розміщення гідроелектростанцій полягає у врахуванні сили потоку води та можливості використання її енергії в конкретних природно-кліматичних умовах. Лідером у процесі забезпечення будівель теплом і енергією є відновлювана сонячна енергія. Ефективне розміщення сонячних колекторів передбачає, по-перше, правильне розміщення самого будинку по відношенню до прилеглої території; по-друге – південну орієнтацію самих колекторів; широтне або меридіональне розташування самих будинків у просторі, а також регульоване обладнання самих батарей, які за допомогою сенсорних установок і відповідних комп'ютерних програм можуть повертатись у бік найбільш ефективних сонячних променів залежно від пори року та часу доби. Подібний підхід дозволить ефективно використовувати всі формотворчі фактори в процесі проектування будинків з ЕЗТ.

Таким чином, питання енергоефективних технологій залишаються актуальними і будуть детально розглядатись архітекторами в майбутньому.


[1] *Alrashed F., Asif M.* Prospects of Renewable Energy to Promote Zero-Energy Residential Buildings in the KSA. (2012) Energy Procedia. Vol. 18. pp. 1096–1105.

[2] *Вольфганг Файст* (2008). Основные положения по проектированию пассивных домов. – Издательство Ассоциации строительных вузов: 144.

[3] *Mitterer C., Künzel H.M., Herkel S, Holm A.* Optimizing energy efficiency and occupant comfort with climate specific design of the building. (2012) Frontiers of Architectural Research. Vol.1 Issue 3 pp. 229–235.

[4] *Лапин Ю.М.* Автономні екологічні будинки / Ю.М. Лапін: М.: Алгоритм, 2005. – 416 с.

[5] *Gorshkov A.S., Derunov D.V., Zavgorodniy V.V.* Technology and organization of the building with zero energy consumption (2013). Construction of Unique.


*Надійшла 20.10.2019 р.*

# ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ ВІДЗНАЧАЄ СВІЙ 90-РІЧНИЙ ЮВІЛЕЙ

Харківський національний університет будівництва та архітектури (ХНУБА) заснований у червні 1930 року як Харківський інженерно-будівельний інститут (ХІБІ) наказом Ради народних комісарів УРСР № 1340 на базі будівельного факультету Харківського технологічного інституту та архітектурного факультету Харківського художнього інституту.

У квітні 1994 року згідно з Постановою Кабінету Міністрів України від 20 квітня 1994 р. № 244 ХІБІ набув статусу університету та був перейменований у Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури. Указом Президента України від 01.09.2011 р. № 855/2011 університету надано статусу «національного».

Очолює університет кандидат технічних наук, професор, дійсний член Академії будівництва України – ЧЕРЕДНІК Димитрій Леонідович.

У теперішній час Харківський національний університет будівництва та архітектури є провідним закладом вищої освіти України, який готує висококваліфікованих фахівців у галузях будівництва, архітектури, машинобудування, економіки, менеджменту, фінансів і кредиту, управління та адміністрування, комп'ютерних наук, інформаційних технологій, екології тощо. За період існування університету було підготовлено понад 65 тисяч фахівців, які працюють як в Україні, так і в країнах далекого зарубіжжя. Серед них викладачі університету, видатні вчені, успішні керівники державних установ, підприємств та інші, творчі успіхи та досягнення яких є гордістю університету.

У Харківському національному університеті будівництва та архітектури створені всі необхідні умови для якісної підготовки фахівців на першому (бакалаврському) рівні вищої освіти за 17 спеціальностями, на другому (магістерському) рівні вищої освіти за 11 спеціальностями, на третьому (освітньо-науковому) рівні вищої освіти за 5 спеціальностями денної та заочної форм здобуття освіти.

Освітній процес забезпечує висококваліфікований науково-педагогічний персонал, до складу якого входять понад 50 докторів наук, професорів та 320 кандидатів наук, доцентів. Одним із досягнень університету є те, що його фахівці не тільки зберегли, а й значно примножили спадкоємність поколінь всесвітньо відомих науковців. Університет по праву пишається науковими школами, створеними провідними професорами та вченими, чиї імена відомі не тільки в Україні, але й за її межами.

Фахівці ХНУБА постійно надають науково-технічну допомогу підприємствам, організаціям Харківщини та інших регіонів України у вирішенні науково-практичних проблем, у підготовці експертних оцінок та висновків щодо об'єктів будівництва та реконструкції.

Інтеграція в міжнародний науковий та освітній простір є одним із пріоритетних завдань університету. У міжнародній діяльності партнерами ХНУБА є понад 40 закладів вищої освіти Великої Британії, Франції, Німеччини, Нідерландів, Італії, Іспанії, Португалії, Швеції, Фінляндії, Греції, Австрії, Угорщини, Польщі, Чехії, Словаччини, Румунії, Хорватії, Словенії, Болгарії, Китаю та інших країн.

Харківський національний університет будівництва та архітектури є членом Асоціації «Регіональне будівництво», до складу якої входять 26 провідних будівельних компаній регіону. Науковці університету постійно беруть участь у численних заходах регіонального та державного масштабів, зокрема у розробленні Стратегії розвитку міста Харкова до 2030 року та Стратегії розвитку Харківської області на 2021–2027 роки.

Будівельна галузь в Україні інтенсивно розвивається, що ставить перед університетом нові завдання і відкриває нові можливості та надає впевненості у майбутньому.

*Вітаємо співробітників Харківського національного університету будівництва та архітектури з нагоди 90-річчя від його заснування та щиро зичимо нових творчих досягнень*



**ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !**

**Вимоги щодо публікації статей:**

- Текст статті в електронному виді, авторська довідка, підготовлені у Microsoft Word та фото авторів. Наукові статті мають супроводжуватись анотацією (1200–1500 знаків) мовою статті та англійською, ключовими словами, УДК.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, pcx, doc, docx – 300 dpi.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

## ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА» (передплатний індекс – 98848) АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ

**Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»**

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 3 від 03.12.2020 р.)

**Адреса редакції та видавця:** вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02125, ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

**тел. (044) 516-52-85, 543-98-36 e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua**

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Комп'ютерна верстка та дизайн – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 03.12.2020 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1. Тираж 300 прим.

**Віддруковано ТОВ «Поліпрінт»,** вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

* **Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом**
* **Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції**
* **Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори**
* **За зміст реклами відповідає подавач**
* **Редакція не завжди поділяє думку авторів**
* **Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали**