



НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ ЖУРНАЛ
WWW.JOURNAL-NIISK.COM

ISSN 2313-6669

НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

SCIENCE & CONSTRUCTION

4 [30] 2021





НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

4 (30)'2021

Виходить чотири рази на рік

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Заснований в лютому 2014 року.

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 20575-10375 Р від 24.02.2014 р.

Журнал входить до міжнародної наукометричної бази даних Copernicus з №1(15) 2018 року

<https://journals.indexcopernicus.com/search/details?id=63800&lang=pl>

Головний редактор:

Фаренюк Г.Г., д.т.н., Україна

Заступник Головного редактора:

Калюх Ю. І., д.т.н., проф., Україна

Редакційна колегія:

Балаш Георгій, д.т.н., проф., Угорська Республіка
Бамбура А. М., д.т.н., проф., Україна
Брандль Хайнц, д.т.н., проф., Австрійська Республіка
Ванічек Іван, д.т.н., проф., Чеська Республіка
Жусупбеков А., Ж., д.т.н., проф., Республіка Казахстан
Ковров А. В., к.т.н., проф., Україна
Назаренко І. І., д.т.н., проф., Україна
Немчинов Ю. І., д.т.н., проф., Україна
Савицький М. В., д.т.н., проф., Україна
Шейніч Л. О., д.т.н., проф., Україна

Виконавчий редактор: Гах Н.Д. к.т.н., Україна
Комп'ютерна верстка: Чорна К.В., Україна

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол №10 від 15.12.2021).

Журнал включено до переліку наукових фахових видань, в яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Затверджено наказом Міністерства освіти і науки України від 17.03.2020, №409).

При передруках посилання на «Наука та будівництво» є обов'язковим. Редакційна колегія не завжди поділяє думку авторів.

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037, тел.: + 38 (044) 249-38-04
E-mail: journal@ndibk.gov.ua,
www.journal-niisk.com

© "Наука та будівництво" 2021

Підписано до друку: 21.12.2021

Віддруковано: Товариство з обмеженою відповідальністю «Мастеркниг», 02000 м. Київ, вул. Максима Кривоноса, 2Б

Свідоцтво про реєстрацію суб'єкта видавничої справи ДК №3861 від 18.08.2010

Замовлення № 1221 від 21.12.2021

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

3

**Фаренюк Г.Г., Гах Н.Д.,
Лісений О.М., Слюсаренко Ю. С.**
Впровадження в Україні міжнародного
стандарту ISO 16739-1 як термінологічної
основи BIM-технологій

10

Бамбура А.М., Сазонова І.Р.
Чисельні дослідження захисних оболонок
енергоблоків АЕС з ВВЕР 1000

18

**Шимановський О. В., Шалінський В. В.,
Шимановська М.О.**
Дійсний напружений стан прогонової будови
естакади через шлюзи автопроїзду по
гідротехнічних спорудах Дніпрогес із
ортотропними плитами проїзної частини

36

**Пушкарьова К.К., Шейніч Л.О., Гадайчук Д.Р.,
Кушнірєва Л.О., Мазур В.О.**
Кристалохімічні аспекти процесів
структуроутворення білого портландцементу в
присутності нанокarbonатних добавок

46

Глуховський В.П., Самойленко С.М., Грипась В.О.
Дослідження якості бетону в конструкціях,
виготовлених при від'ємній температурі
навколишнього середовища

51

**Городецький А. С., Барабаш М. С.,
Писаревський Б. Ю., Гензерський Ю. В.**
Моделювання сейсмічного навантаження
на систему «надземна споруда-грунт»

58

Рудченко Д.Г.
Перспективи виробництва і застосування
теплоізоляційного автоклавного газобетону



4 [30] '2021

Published four times a year

FOUNDER

State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions»

Founded in February 2014.

Certificate of state registration

KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

The journal is included in the Index Copernicus scientific database from №1(15) 2018

<https://journals.indexcopernicus.com/search/details?id=63800&lang=pl>

Editor-in-chief:

Farenjuk G., Dr., Ukraine

Deputy editor-in-chief:

Kaliukh Yu., Dr., Prof., Ukraine

Editorial Board

Balazs G., Dr., Prof., Republic of Hungary

Bambura A., Dr., Prof., Ukraine

Brandl H., Dr., Prof., Republic of Austria

Kovrov A., PhD, Prof., Ukraine

Nazarenko I., Dr., Prof., Ukraine

Nemchynov Iu., Dr., Prof., Ukraine

Savytskyi M., Dr., Prof., Ukraine

Sheinich L., Dr., Prof., Ukraine

Vanicek I., Dr., Prof., Czech Republic

Zhussupbekov A., Dr., Prof., Republic of Kazakhstan

Executive Editor: N. Gakh, PhD, Ukraine

Computer layout: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № №10 dated on 15.12.2021)

Journal is included in List of the scientific professional issues, where the dissertation works results may be published (It is approved by order of Ministry of education and science of Ukraine dd. 17.03.2020, №409)

The referencing on «Science & Construction» is obligatory when reprinting. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion.

Address of Editorial Board:

5/2 Preobrazhenska str., Kyiv-37, 03037,
tel.: + 38 (044) 249-38-04

E-mail: journal@ndibk.gov.ua,
www.journal-niisk.com

© «Science & Construction», 2021

Signed for printing: 21.12.2021

Printed: Master book Limited Liability Company 2B
Maksyma Kryvonosa St., Kyiv, 02000

Certificate of Publishing Business Entity Registration
DK No. 3861 of 18.08.2010

Order № 1221 from 21.12.2021

Drawing: 100 copy

CONTENT

3

Farenjuk G.G., Gakh N.D.,

Lisenyi O.M., Slyusarenko Yu. S.

Implementation of the international standard
ISO 16739-1 in Ukraine as a terminological basis of
BIM-technologies

10

Bambura A.M., Sazonova I.R.

Numerical investigations of protective shells of NPP
every units with pressurized water reactor (VVER)

18

Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V.,

Shimanovska M.O.

Fctual stress state of the superstructure of the driveway
overpass over gateways on hydraulic structures of the
Dnieper hydroelectric power station with carriageway
orthotropic deck plates

36

Pushkarova K.K., Sheinich L.O., Gadaichuk D.R.,

Kushnierova L.O., Mazur V.O.

Crystallo-chemical aspects of the processes for structure
formation of white portlandcement in the presence of
nanocarbonate additives

46

Hlukhovskiy V.P., Samoilenko S.M., Hrypas V.O.

Study of concrete quality in structures produced at
negative ambient temperature

51

Horodetskyi A. S., Barabash M. S.,

Pysarevskiy B.Yu., Henserskyi Yu. V.

Modelling of earthquake load onto the
'structure-soil' system

58

Rudchenko D.G.

Prospects for the production and use of insulating
autoclaved aerated concrete



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-1>

УДК 004.94, 006.3/.8, 624.05



ФАРЕНЮК Г.Г.

Доктор техн. наук, професор,
директор ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: farenjuk@ndibk.gov.ua,
тел. +38 (044) 249-72-34,
ORCID: 0000-0002-5703-3976



ГАХ Н.Д.

Канд. техн. наук, учений секре-
тар ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: gakh@ndibk.gov.ua,
тел. +38 (044) 249-37-08,
ORCID: 0000-0003-1972-4853



ЛІСЕНИЙ О.М.

Канд. техн. наук, завідувач
відділу, ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: lab343@ndibk.gov.ua,
тел. +38 (044) 249-37-66,
ORCID: 0000-0003-0792-8082



СЛЮСАРЕНКО Ю. С.

Канд. техн. наук, заступник
директора з наукової робо-
ти ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: slus@ndibk.gov.ua,
тел. +38 (044) 249-72-40,
ORCID: 0000-0002-0447-3927

ВПРОВАДЖЕННЯ В УКРАЇНІ МІЖНАРОДНОГО СТАНДАРТУ ISO 16739-1 ЯК ТЕРМІНОЛОГІЧНОЇ ОСНОВИ BIM-ТЕХНОЛОГІЙ

АНОТАЦІЯ

У статті розглядається структура та зміст міжнародного стандарту ISO 16739-1:2018 "Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries — Part 1: Data schema" (Класи промислових фондів (IFC) для обміну даними в галузі будівництва та управління об'єктами - Частина 1: Схема даних).

На підставі виконаного аналізу зроблений висновок, що цей стандарт має ключове значення для запровадження BIM-технологій у будівельну галузь.

Термінологія стандарту ISO 16739-1:2018 охоплює практично всю будівельну галузь (більше трьох тисяч понять). Для всіх стандартизованих понять надані відкриті програмні специфікації, які дозволяють виконувати

обмін даними між програмними засобами, що створені для різних функціональних областей, пов'язаних з будівництвом (планування, проектування, управління персоналом, фінансовими та матеріальними потоками). Надані визначення та описи загальнотехнічних та вузькоспеціальних понять, які підкріплюються схемами взаємозв'язків між ними через визначену систему параметрів (атрибутів).

Для ефективного впровадження будівельного інформаційного моделювання необхідно, щоб всі учасники будівельного процесу однозначно розуміли і вільно володіли стандартизованою термінологією ISO 16739-1:2018.

Мінрегіоном України вирішено прийняти національний стандарт ДСТУ EN ISO 16739-1:20XX



(EN ISO 16739-1:2020, IDT) методом підтвердження англomовного міжнародного документа EN ISO 16739-1:2020 (ISO 16739-1:2018), який надається користувачам тільки в електронному вигляді у форматі HTML.

Для полегшення впровадження стандарту в Україні та його застосування широкими колами проєктувальників, будівельників, спеціалістів з управління інвестиціями, експлуатацією і обслуговуванням нерухомості, ДП НДІБК запропоновано розробити текстовий національний посібник (настанову) до стандарту, який виконує функцію термінологічної основи BIM-технології, з технічним перекладом і поясненням українською мовою усіх понять, сутностей, властивостей, правил, функцій, атрибутів схеми даних, які містяться у англomовному безпаперовому стандарті ISO 16739-1:2018.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: будівельна галузь, міжнародний стандарт, будівельне інформаційне моделювання, класи промислових фондів, схема даних, термінологічна основа, вузькоспеціалізоване поняття.

IMPLEMENTATION OF THE INTERNATIONAL STANDARD ISO 16739-1 IN UKRAINE AS A TERMINOLOGICAL BASIS OF BIM TECHNOLOGIES

ABSTRACT

The article considers the structure and content of the international standard ISO 16739-1:2018 "Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries - Part 1: Data schema".

Based on the analysis, it is concluded that this standard is crucial for the introduction of BIM technologies in the construction industry

The terminology of the ISO 16739-1: 2018 standard covers almost the entire construction industry (more than three thousand concepts). For all standardized concepts, open software specifications are provided, which allow the exchange of data between software tools designed for different functional areas related to construction (planning, design, personnel management, financial and material flows). Definitions and descriptions of general technical and narrowly special concepts are given, which are supported by schemes of interrelations between them through a certain system of parameters (attributes). For the effective implementation of building information modeling, it is necessary that all participants in the construction process clearly understand and be fluent in the terminology of ISO 16739-1:2018.

The Ministry of Regional Development of Ukraine has decided to adopt the national standard ДСТУ EN ISO 16739-1:20XX (EN ISO 16739-1:2020, IDT) by confirming the English-language international document EN ISO 16739-1:2020

(ISO 16739-1:2018), which is provided to users only in electronic form in HTML format.

To facilitate the implementation of the standard in Ukraine and its application by a wide range of designers, builders, specialists in investment management, operation and maintenance of real estate, NIISK proposed to develop a national textbook (guide) to the standard, which serves as a terminological basis for BIM technology, explanation in Ukrainian of all concepts, essences, properties, rules, functions, attributes of the data scheme, which are contained in the English paperless standard ISO 16739-1:2018.

KEY WORDS: construction sector, international standard, Building Information Modeling, Industry Foundation Classes, data scheme, term basis, specific concepts.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

BIM (Building Information Modeling - Інформаційне моделювання будівель) - це використання загального цифрового подання об'єкта як надійної основи для прийняття ефективних рішень при його проєктуванні, будівництві та експлуатації. Застосування BIM-технологій в проєктуванні об'єктів включає в себе збір та комплексну обробку технологічної, архітектурно-конструкторської, економічної інформації про будівлю та будівельний процес, завдяки чому будівельний об'єкт і все, що до нього відноситься, розглядаються як єдине ціле.

Світовий досвід свідчить, що учасники будівельного процесу отримують можливість більш ефективного обміну інформацією, що дозволяє досягти високої якості будівельних робіт, а також скоротити час будівництва і матеріальні витрати. У статті [1] розглядаються тенденції, переваги, можливі ризики та виклики BIM для галузі архітектури, будівництва та інженерії. Зазначається, що переважна кількість користувачів BIM відзначають поліпшення результатів роботи, скорочення термінів будівництва, поліпшення якості проєктних рішень, досягнення конкурентних переваг. Експерти оцінюють економічний ефект від 10% до 20% загальних витрат на будівництво завдяки створенню «цифрового двійника» на етапі проєктування об'єкту та подальшого користування BIM-моделями під час його експлуатації [1, 2].

В [1] зазначається, що більш активно BIM-технології використовують архітектори, менше поширена така практика серед підрядників. Найбільш поширеними для застосування в BIM є програмні засоби ArchiCad, Revit, BIMx.

В Україні вже є приклади використання елементів BIM-технологій у вигляді систем автоматизованого проєктування. Разом з тим, як зазначено у [2], застосування повномасштабних інструментів BIM потребує великих інвестицій у



придбання і тестування програмних комплексів, навчання робочої сили та підрядників. Прийнята в лютому 2021 року "Концепція впровадження інноваційних технологій на державному рівні" передбачає застосування BIM-систем для декількох пілотних державних інфраструктурних проєктів на другому етапі, з 2023 до 2025 роки. На першому ж етапі «Концепцією...» передбачено розробити та затвердити відповідні національні стандарти, а також підготувати законодавчі акти, які б регламентували використання BIM-технологій [2].

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Авторами дослідження [3] виконаний аналіз низки державних та корпоративних протоколів, керівництв та стандартів, які стосуються практичного застосування методів BIM у будівництві. У статті наводиться огляд проблеми сумісності даних для графічних файлів та для даних, що описують промислові вироби. Перший напрямок стандартизації в області BIM виник із необхідності стандартизувати обмін інформацією 3D-моделей між платформами від різних виробників програмного забезпечення. В результаті було започатковано набір індустріальних базових класів (Industry Foundation Classes - IFC), щоб забезпечити загальну схему даних для обміну моделями. Це привело до створення схеми IFC, яка з часом стала стандартом ISO 16739:2013, а пізніше - ISO 16739-1:2018. Стандартизація процесів проєктування, моделювання, вимог до інформації та результатів у BIM-документах доповнюється стандартизацією структури, формату та синтаксису обміну моделями, передбаченими міжнародним стандартом для IFC.

Разом з тим, інші автори підкреслюють важливість досліджень особливостей застосування BIM на національному рівні. Зокрема, у статті [4] зроблений висновок, що відсутність стандартів та інструментів, орієнтованих на внутрішній ринок, ймовірно, є найбільшими перешкодами для практичного застосування BIM у збірному будівництві Китаю.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Основною задачею даного дослідження є аналіз змісту міжнародного стандарту ISO 16739-1:2018, виявлення актуальності застосування його понять в українському перекладі.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ ДОСЛІДЖЕННЯ

Важливе місце серед розробок в рамках робіт з національної стандартизації для запровадження BIM-технологій посідає міжнародний стандарт ISO 16739-1:2018 Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries — Part 1: Data schema (Класи промислових фондів (IFC) для обміну дани-

ми в галузі будівництва та управління об'єктами - Частина 1: Схема даних).

Міжнародний стандарт ISO 16739-1:2018 розповсюджується ISO тільки в електронному вигляді англійською мовою у форматі HTML [5]. У текстовому вигляді стандарт користувачам не надається.

Стандарт застосовують для комп'ютерно-інтерпретованого представлення інформації про будівництво та управління об'єктами та для обміну будівельними даними. Він забезпечує універсальний механізм, що здатний описати будівлі та подібні об'єкти в забудованому середовищі протягом усього їх життєвого циклу.

Застосування цього стандарту поширюється на визначення форматів обміну даними будівельного інформаційного моделювання на етапах:

- планування будівництва,
- техніко-економічного обґрунтування,
- розробки та узгодження проєктної документації,
- здійснення фінансування та закупівель для об'єктів будівництва,
- обміну виробничою документацією під час будівництва,
- експлуатації та обслуговування будівель.

У 2020 р. зазначений стандарт був прийнятий як Європейський стандарт EN ISO 16739-1:2020 (ISO 16739-1:2018) методом підтвердження. Тобто у Європейському союзі також діє англійський стандарт у безпаперовому форматі HTML.

Задля пришвидшення термінів впровадження Європейського стандарту EN ISO 16739-1:2020 Мінрегіоном вирішено прийняти національний стандарт ДСТУ EN ISO 16739-1:20XX (EN ISO 16739-1:2020, IDT) методом підтвердження англійського міжнародного документа EN ISO 16739-1:2020 (ISO 16739-1:2018) у форматі HTML (як це зроблено у країнах Європейського союзу). У такому форматі стандарт буде зручним для користування розробниками програмного забезпечення будівельного інформаційного моделювання, а також користувачами систем автоматизованого проєктування (САПР).

Крім того, для полегшення впровадження стандарту та його застосування широкими колами будівельників України, ДП НДІБК запропоновано розробити текстовий національний посібник (настанову) до стандарту з технічним перекладом і поясненням українською мовою усіх понять, сутностей, властивостей, правил, функцій, атрибутів схеми даних, які містяться у англійському безпаперовому стандарті ISO 16739-1:2018.

Щоб краще розуміти ключове значення EN ISO 16739-1:2020 (ISO 16739-1:2018) для BIM-технологій, а також потребу у перекладі його змісту українською мовою, розглянемо коротко структуру наборів даних, яка закладена в стандарті та особливості представлення інформації.



Класи промислових фондів, або індустріальні базові класи (IFC - Industry Foundation Classes) - це відкритий стандарт для обміну та поширення структурованої інформації про об'єкти між різними програмними продуктами, створений з застосуванням мови програмування EXPRESS [6] для специфікації даних. Набори схем даних IFC та створені на їх основі моделі застосовуються для обміну інформацією між учасниками проекту при плануванні, проектуванні, закупівлях будівельної продукції, у власне будівельному процесі, а також при подальшій експлуатації та обслуговуванні об'єкту.

Моделі на основі наборів даних IFC є основою BIM-технології. Комплексна комп'ютерна модель

даних об'єкта включає не лише 3D - геометрію, а й усі відповідні дані, що стосуються об'єкта та його компонентів. Загальні принципи застосування схем даних IFC у будівельному проектуванні більш детально пояснюються в Посібнику [7].

Стандарт ISO 16739-1:2018 складається зі схем даних у форматах мови програмування EXPRESS [6] та схем XML, а також довідкових даних у вигляді визначень назв властивостей та кількостей, формальних та інформативних описів. Архітектура схеми даних, яка прийнята у стандарті, представлена на рис. 1. Вона визначає чотири концептуальні рівні, які поділяються на локальні схеми відповідно до понять, які розглядаються.

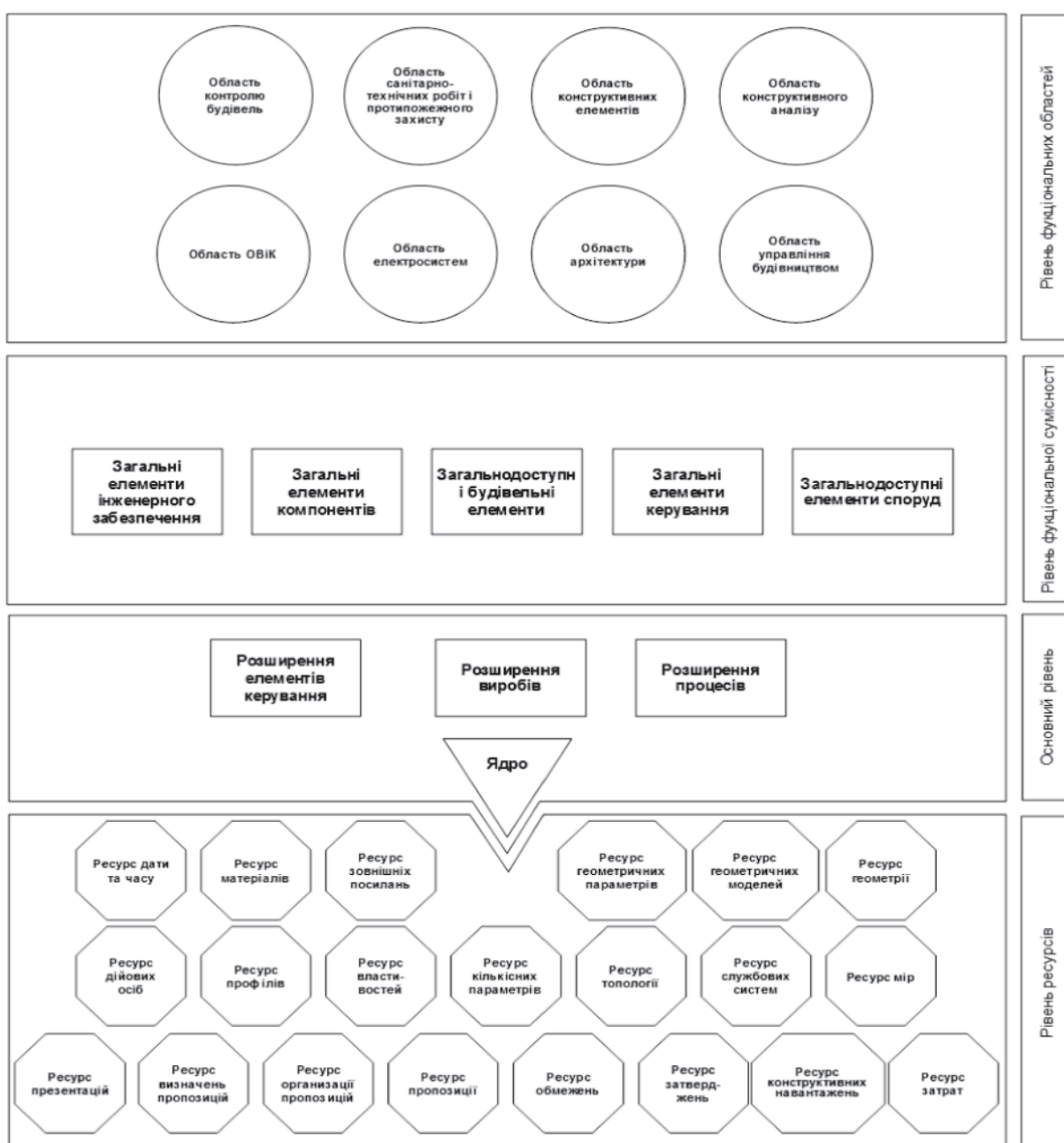


Рисунок 1 – Архітектура схеми даних стандарту ISO 16739-1:2018 з концептуальними рівнями



Рівень ресурсів - нижній рівень включає всі окрім схеми, що містять визначення ресурсів (21 схема – дійових осіб, геометричних параметрів, матеріалів, пропозицій, обмежень, навантажень, затверджень, мір, затрат, службових систем тощо).

Основний рівень - включає схему ядра та схеми розширення ядра, що містять найзагальніші визначення сутностей, усі сутності, визначені на базовому рівні або вище, несуть глобальний унікальний ідентифікатор та, за бажанням, інформацію про власника та історію (4 схеми – ядро і розширення елементів управління, виробів та процесів).

Рівень функціональної сумісності (взаємодії) - наступний рівень включає схеми даних, що містять визначення сутностей, специфічні для загального продукту, процесу чи спеціалізації ресурсів, що використовуються в кількох дисциплінах. Ці визначення зазвичай використовуються для міждоменного обміну та обміну будівельною інформацією (5 схем – загальні елементи керування, елементи споруд, будівельні елементи, елементи компонентів та інженерного забезпечення).

Рівень функціональних областей (доменний рівень) - вищий рівень включає схеми даних, що містять визначення сутностей, які деталізують характеристики виробів, процесів або ресурсів, специфічних для певної дисципліни (функціональної області). Ці визначення зазвичай використовуються для внутрішньодоменового обміну та сумісного використання інформації (8 схем – домени управління будівлями, архітектури, конструктивних елементів, конструктивного аналізу, опалення-вентиляції-кондиціонування (ОВІК), електросистем, сантехніки і протипожежного захисту, управління будівництвом).

Дистрибутив вихідного стандарту ISO 16739-1:2018 має обсяг 157 Мб і включає 6516 файлів у 164 папках. Ці файли складають HTML-документ у вигляді взаємопов'язаних вебсторінок, які відкриваються за допомогою браузера, у тому числі – в автономному режимі.

Вихідний документ складає близько 4400 сторінок (4,2 млн. знаків). У стандарті загальна кількість визначень складає 3422 елементи схеми даних, які включають також 693 таблиці з визначеннями атрибутів, 483 схем і діаграм, які показують взаємозв'язки елементів. Кожний елемент схеми «клікабельний», тобто містить прямі гіперпосилання на інші елементи, які у ньому згадуються. Деякі з елементів мають по кілька десятків гіперпосилань. Склад і обсяг матеріалів, які містить ISO 16739-1:2018, наведено в табл. 1.

З таблиці 1 видно, що стандарт ISO 16739-1:2018 має дуже великий обсяг як для нормативного документу (наприклад, він більше ніж у 200 разів перевищує обсяг даної статті). Величезний обсяг матеріалу і технічна складність застосованих форматів поєднані складною моделлю даних, яка використовується у BIM-технології.

Термінологія цього стандарту охоплює практично всю будівельну галузь.

Зміст BIM-технології розкривається в ISO 16739-1:2018 через систему з 140 понять (concept), основних понять (concept root) та понятійних шаблонів (concept template). Ці елементи схем даних описують контекст проекту, визначення, набори властивостей та атрибути об'єктів, асоціацій об'єктів, матеріалів, композицію об'єктів, геометричні представлення об'єктів у просторі, кількісні параметри тощо. Кожному з понять відповідає визначення, опис та схема EXPRESS [6], яка показує його взаємозв'язки з іншими елементами, структуру організації даних для зберігання, обміну та спільного використання. Зміст понять в свою чергу розкривається за допомогою кількох тисяч елементів даних для типів, сутностей, правил та функцій EXPRESS, наборів властивостей, кількісних параметрів.

Термінологія наборів даних IFC базується на ряді основних визначень, які близькі до загальнотехнічних: проект, модель, об'єкт, елемент, бібліотека, процес, виріб, властивість, ознака, кількість, простір, ресурс, схема, класифікація, вибір, ідентифікація, група, обмеження тощо. Разом з тим, термінологія включає досить багато визначень, які правильно зрозуміти можливо тільки після розкриття функціональних властивостей - сутність (entity), атрибут, реалізація елемента, зовнішнє посилання, екземпляр (instance), представлення, представлення моделі, поняття, понятійний шаблон, реалізація об'єкта, тип, тип об'єкта, шаблон набору властивостей тощо.

Внаслідок поєднання будівельної і комп'ютерної термінології, прямий переклад досить часто не дозволяє непідготовленому користувачеві зрозуміти зміст навіть кількох десятків основних термінів. Ситуація ускладнюється ще й певними відмінностями між загальнобудівельними термінами і лексично ідентичними термінами IFC, які несуть дещо інше, а інколи – і повністю інше смислове навантаження.

Досвід роботи з матеріалом стандарту ISO 16739-1:2018 показує, що цей стандарт має ключове значення для BIM-технології, оскільки містить визначення, атрибути і програмні специфікації для понять схеми даних, яка охоплює всю сферу будівництва і її взаємозв'язки. Поки спеціалісти-будівельники не опанують зміст і взаємозв'язки елементів схем даних, впровадження BIM-технологій не буде мати конкретного наповнення.

Технологія інформаційного моделювання будівель (BIM) бурхливо розвивається. Відповідно, у ній застосовується нова термінологія, значна кількість англomовних термінів відсутні в українському перекладі. Їх прямий переклад має поєднуватися з виявленням та роз'ясненням технічної суті кожного поняття, а також узгод-



Таблиця 1 - Склад і обсяг матеріалів ISO 16739-1:2018

Розділи, частини	Кількість сторінок ф.А4	Кількість слів	Кількість знаків
Зміст	81	12616	175262
Вступ, передмова, розділи 1-3	9	2766	18601
Розділ 4 Фундаментальні поняття та припущення	133	10596	85593
Розділ 5 Основні схеми даних	678	60135	547783
Розділ 6 Схеми даних спільних елементів	607	75775	671178
Розділ 7 Схеми даних для функціональних областей	1436	131556	1224739
Розділ 8 Схеми даних визначення ресурсів	1218	138957	1339365
Додаток В Алфавітні списки	45	3512	43389
Додаток С Вкладені списки	118	5740	66018
Додаток D Діаграми	6	537	10835
Додаток Е Приклади	58	5414	43026
ЗМІСТ детальний ISO	81	12616	175262
Всього:	4389	447604	4225789

ження між фахівцями різних галузей будівництва. Кожному поняттю відповідає свій набір так званих сутностей, атрибутів, властивостей тощо, зміст і формат яких строго визначені в ISO 16739-1:2018. Тому дуже актуальним є створення національного посібника (настанови) до стандарту, який виконує функцію термінологічної основи BIM-технології.

Наступним кроком доцільно буде створити україномовний стандарт у форматі HTML, ідентичний до EN ISO 16739-1:2020 (ISO 16739-1:2018), на основі національного посібника (настанови) після виявлення технічної суті всіх його термінів та створення загальноузнаваних українських аналогів.

Розуміння загальних принципів функціонування

та властивостей інформаційної моделі даних необхідне не тільки для розробників і користувачів програмного забезпечення, а і для всіх учасників будівельного процесу, а також для спеціалістів з управління інвестиціями, експлуатацією і обслуговуванням нерухомості. Чим більша кількість спеціалістів оволодіє термінологією стандарту ISO 16739-1:2018, тим легше буде відбуватися впровадження BIM-технологій в Україні.

ВИСНОВКИ

1. Застосування будівельного інформаційного моделювання (BIM) для об'єктів будівництва надає можливість для більш ефективного обміну інформацією між фахівцями, що дозволяє досягти



високої якості будівельних робіт, а також скоротити час будівництва і матеріальні витрати.

2. На думку авторів, ключове значення для впровадження BIM-технологій має міжнародний стандарт ISO 16739-1:2018 як термінологічна основа інформаційного моделювання будівель. Його термінологія охоплює практично всю будівельну галузь (більше трьох тисяч понять). Для всіх стандартизованих понять надані відкриті програмні специфікації, які дозволяють виконувати обмін даними між програмними засобами, що створені для різних функціональних областей, пов'язаних з будівництвом (планування, проектування, управління персоналом, фінансовими та матеріальними потоками). Надані визначення та описи загальнотехнічних та вузькоспеціальних понять, які підкріплюються схемами взаємозв'язків між ними через визначену систему параметрів (атрибутів).

Таким чином, для ефективного впровадження будівельного інформаційного моделювання необхідно, щоб всі учасники будівельного процесу однозначно розуміли і вільно володіли стандартизованою термінологією ISO 16739-1:2018.

3. Прийняття національного стандарту ДСТУ EN ISO 16739-1:20XX (EN ISO 16739-1:2020, IDT) методом підтвердження англomовного міжнародного документа ISO 16739-1:2018 у форматі HTML (як це зроблено у країнах Європейського союзу) буде зручним для користування розробниками програмного забезпечення будівельного інформаційного моделювання, а також користувачами систем автоматизованого проектування (САПР).

4. Для полегшення впровадження стандарту та його застосування широкими колами будівельників України, у ДП НДІБК запропоновано розробити текстовий національний посібник (настанову) до стандарту з технічним перекладом і поясненням українською мовою усіх понять, сутностей, властивостей, правил, функцій, атрибутів схеми даних, які містяться у англomовному базисному стандарті ISO 16739-1:2018.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. S. Azhar. (2011). Building Information Modelling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry. Leadership and Management in Engineering, Volume 11, Issue 3. URL: <https://ascelibrary.org/doi/full/10.1061/%28ASCE%29LM.1943-5630.0000127>
2. Д. Ісаєнко. Building Information Modeling: чому вашому новому будинку потрібен "цифровий двійник". 28.09.2021. URL: <https://news.obozrevatel.com/ukr/economics/economy/building-information-modeling-chomu-vashomu-novomu-budinku-potriben-tsifrovij-dvijnik.htm>
3. Sacks R, Gurevich U, Shrestha P (2016). A review

of building information modeling protocols, guides and standards for large construction clients, ITcon, 21, 479-503.

URL: <https://www.itcon.org/2016/29>

4. Tan, T; Chen, K; Xue, F; Lu, W; (2019) Barriers to Building Information Modeling (BIM) implementation in China's prefabricated construction: An interpretive structural modeling (ISM) approach. Journal of Cleaner Production , 219, 949-959.
5. URL: <https://www.iso.org/standard/70303.html>
6. ДСТУ ISO 10303-11:2007. Системи промислової автоматизації та інтеграції. Представлення даних щодо виробів та обміну даних. Частина 11. Методи описування: Довідкова настанова щодо мови EXPRESS.
7. Autodesk Revit IFC manual. Detailed instructions for handling IFC files. URL: https://damassets.autodesk.net/content/dam/autodesk/draft/2528/180213_IFC_Handbuch.pdf

REFERENCES

1. S. Azhar. (2011). Building Information Modelling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry. Leadership and Management in Engineering, Volume 11, Issue Retrieved from: <https://ascelibrary.org/doi/full/10.1061/%28ASCE%29LM.1943-5630.0000127>
2. D. Isaenko. (2021). Building Information Modeling: Why Your New Home Needs a "Digital Double" Retrieved from <https://news.obozrevatel.com/ukr/economics/economy/building-information-modeling-chomu-vashomu-novomu-budinku-potriben-tsifrovij-dvijnik.htm>
3. Sacks R, Gurevich U, Shrestha P (2016). A review of building information modeling protocols, guides and standards for large construction clients, ITcon, 21, 479-503. Retrieved from <https://www.itcon.org/2016/29>
4. Tan, T; Chen, K; Xue, F; Lu, W; (2019) Barriers to Building Information Modeling (BIM) implementation in China's prefabricated construction: An interpretive structural modeling (ISM) approach. Journal of Cleaner Production , 219, 949-959.
5. URL: <https://www.iso.org/standard/70303.html>
6. Industrial automation systems and integration. Product data representation and exchange Part 11: Description methods: The EXPRESS language reference manual.
7. Autodesk Revit IFC manual. Detailed instructions for handling IFC files. Retrieved from https://damassets.autodesk.net/content/dam/autodesk/draft/2528/180213_IFC_Handbuch.pdf

Стаття надійшла до редакції 21.10.2021 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-2>

УДК 624.012.45/46.006.06



БАМБУРА А.М.

Доктор технічних наук, професор, зав. відділом надійності конструкцій будівель і споруд ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»,
e-mail: abambura@gmail.com,
тел. (044)249-37-44.
ORCID: 0000-0003-1402-3345



САЗОНОВА І.Р.

Інженер, старший науковий співробітник ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»,
e-mail: rostislavovna@gmail.com,
тел. (044)249-38-88.
ORCID:0000-0002-8226-3589

ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАХИСНИХ ОБОЛОНОК ЕНЕРГОБЛОКІВ АЕС З ВВЕР 1000

АНОТАЦІЯ

Більшість енергоблоків атомних станцій України знаходяться на стадії вичерпання свого проектного терміну експлуатації. Тому дуже гостро стоїть питання продовження терміну експлуатації енергоблоків атомних електростанцій (АЕС) і, отже, оцінки залишкового ресурсу захисних оболонок. В ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» були розроблені універсальні комп'ютерні моделі енергоблоків АЕС з ВВЕР-1000 типу В-302 та В-338, що враховують всі конструктивні особливості захисних оболонок, сполучень навантажень і можливості варіації рівня попереднього натягу канатів. Розроблені моделі дозволили оцінити працездатність локалізуючої системи безпеки - системи герметичного огороження у всіх режимах експлуатації, включаючи поєднання навантажень при проектній аварії і максимальному розрахунковому землетрусі. Метою даної роботи є: на основі виконання чисельних досліджень несучої здатності захисних оболонок енергоблоків при усіх режимах експлуатації розробити методологію щодо визначення раціонального натягу канатів по рядах, при якому зусилля в канатах всіх трьох

рядів при дії аварійного сполучення навантажень при нормальній експлуатації плюс проектна аварія плюс максимальний розрахунковий землетрус (НЕ + ПА + МРЗ) розподіляються найбільш рівномірно і, як наслідок, знижується ймовірність обриву канатів зовнішнього ряду при аварії.

В результаті виконаних чисельних досліджень несучої здатності захисних оболонок енергоблоків в усіх режимах експлуатації і визначення раціонального натягу канатів по рядах при дії НЕ + ПА + МРЗ встановлено: мінімально-допустиме зусилля натягу армоканатів в циліндричній частині захисної оболонки енергоблоку при відсутності двох канатів; мінімально-допустиме зусилля натягу армоканатів в циліндричній частині захисної оболонки енергоблоку при відсутності трьох канатів. Визначено раціональний розподіл натягу канатів між рядами, при якому зусилля в АК всіх трьох рядів при дії НЕ + ПА + МРЗ розподіляються найбільш рівномірно і, як наслідок, знижується ймовірність обриву канатів зовнішнього ряду при аварії.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: захисна оболонка, енергоблок, попередньо напружені канати, проектна аварія, максимальний розрахунковий землетрус.



NUMERICAL INVESTIGATIONS OF PROTECTIVE SHELLS OF NPP ENERGY UNITS WITH PRESSURIZED WATER REACTOR (VVER)

ABSTRACT

Most of the energy units of nuclear power plants in Ukraine are at the stage of exhausting their design lifespan. Therefore, the issue of extending the lifespan of energy units of nuclear power plants (NPP) and, consequently, assessing the residual life of protective shells is very acute. State Enterprise "The State Research Institute of Building Constructions" developed universal computer models of NPP energy units from VVER-1000 type V-302 and V-338, taking into account all the design features of protective shells, load connections and the possibility of varying the level of pre-tensioning of ropes. The developed models made it possible to evaluate the operability of a localizing safety system - a hermetic enclosure system in all operating modes, including a combination of loads during a design basis accident and a maximum design earthquake. The purpose of this work is: on the basis of numerous studies of the load-bearing capacity of the protective shells of energy units in all operating modes, to develop a methodology for determining the rational tension of the ropes in rows, at which the forces in the ropes of all three rows under the action of emergency load coupling during normal operation plus design basis accident plus the maximum design earthquake (NO + DBA + MDE) is distributed most evenly and, as a result, the probability of breaking the ropes of the outer row during an accident is reduced.

As a result of numerous studies of the load-bearing capacity of the protective shells of energy units in all modes of operation and the determination of the rational tension of the ropes in rows under the action of NO+DBA+MDE, the following has been established: minimum allowable tensile force of reinforcing ropes in the cylindrical part of the protective shell of the energy unit in the absence of two ropes; minimum allowable tensile force of reinforcing ropes in the cylindrical part of the protective shell of the energy unit in the absence of three ropes. The rational distribution of rope tension between the rows is determined, in which the efforts in the reinforcing ropes of all three rows under the action of NO+DBA+MDE are distributed most evenly and, as a result, the probability of breaking the ropes of the outer row in case of an accident is reduced.

KEY WORDS: protective shell, energy unit, pre-tensioning of ropes, design basis accident, maximum design earthquake.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Більшість енергоблоків атомних станцій України знаходяться на стадії вичерпання свого

проектного терміну експлуатації. Тому дуже гостро стоїть питання продовження терміну експлуатації енергоблоків АЕС і, отже, оцінки залишкового ресурсу захисних оболонок. В ДП НДІБК були розроблені універсальні комп'ютерні моделі енергоблоків АЕС з ВВЕР-1000 типу В-302 та В-338, що враховують всі конструктивні особливості захисних оболонок, сполучень навантажень і можливості варіації рівня попереднього натягу канатів. Розроблені моделі з урахуванням результатів випробовувань фрагмента захисної оболонки (ЗО) [1, 2] дозволили оцінити працездатність ОСБ-СГО (локалізуюча система безпеки - система герметичного огороження) у всіх режимах експлуатації, включаючи поєднання навантажень при проектній аварії (ПА) і максимальному розрахунковому землетрусі (МРЗ). Моделі також було використано для виконання чисельних експериментальних досліджень впливу визначальних факторів на несучу здатність і надійність (ЗО). Складність конструкції захисних оболонок в сукупності з навантаженнями, зумовленими процесами, що протікають в гермооб'ємі, і зовнішніми впливами, не дозволяє виконати оцінку працездатності ЛСБ-СГО традиційними інженерними методами і вимагає застосування деталізованих просторових моделей ЗО і виконання розрахунків сучасними програмними комплексами.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

На основі виконання чисельних досліджень несучої здатності захисних оболонок енергоблоків при усіх режимах експлуатації розробити методологію щодо визначення раціонального натягу канатів по рядах, при якому зусилля в канатах всіх трьох рядів при дії НЕ + ПА + МРЗ розподіляються найбільш рівномірно і, як наслідок, знижується ймовірність обриву канатів зовнішнього ряду при аварії.

Результати досліджень дозволять раціонально виконувати натяг попередньо напружених канатів по рядах з забезпеченням необхідної несучої здатності, тріщиностійкості і деформативності ЗО і оцінити можливість продовження ресурсу енергоблоків атомних станцій.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ

Конструктивні особливості ЗО. Захисна оболонка реакторного відділення (РВ) енергоблоку АЕС з ВВЕР-1000 є елементом системи глибокоешелонованого захисту реакторної установки (РУ), ізолюючи її від навколишнього природного середовища і забезпечуючи, при потенційно можливих аваріях в РВ, локалізацію радіоактивних речовин в підоболонковому просторі. Надійність і працездатність захисної оболонки, в тому числі обмеження формозміни (деформацій) залізобетонних конструкцій (ЗОК)



і герметизуючого сталевго облицювання (ГСО) в умовах потенційно можливої проектної аварії та максимального розрахункового землетрусу, забезпечується, зокрема, системою попереднього напруження спеціальних канатів в захисній оболонці (СПЗО).

СПЗО є компонентом локалізуючої системи безпеки і утворена сукупністю армоканатів (АК), анкерних пристроїв, каналів і каналотворювачів у захисній оболонці. Захисна оболонка являє собою попередньо напружену залізобетонну конструкцію у вигляді циліндра з товщиною стінки 1200 мм. Внутрішній діаметр циліндра становить 45000 мм. У верхній частині циліндр сполучається з пологим сферичним куполом товщиною 1100 мм. Внутрішній діаметр куполу складає 35600 мм. Циліндрична частина споруди спирається на монолітну залізобетонну плиту перекриття (нижню плиту оболонки). Для забезпечення герметичності реакторного відділення по внутрішній поверхні захисної оболонки (її залізобетонної частини) влаштовано герметизуюче сталеве облицювання товщиною 8 мм з вуглецевої сталі марки ВстЗсп5. Зона сполучення циліндра і купола посилена жорстким залізобетонним кільцевим карнизом, який є місцем анкерення армоканатів СПЗО. Місцем анкерення канатів циліндричної частини споруди для енергоблоку також служить стілобат. Циліндр ЗО перетинають транспортний люк-

шлюз, аварійний люк і технологічні проходки. В цілому геометрична форма споруди являє собою тіло обертання. Основні опалубні розміри і форма ЗО показані на рис. 1а.

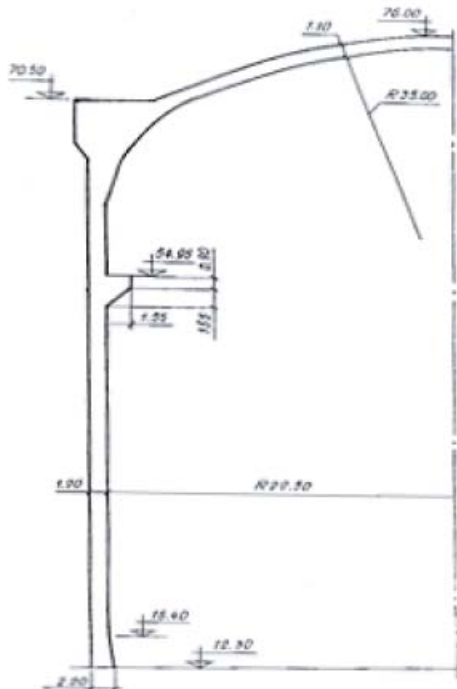
Загальний вигляд розрахункової моделі захисної оболонки енергоблоку приведена на рис.1б.

Розрахункова модель розроблена у вигляді просторової системи, яка в повній мірі відображає конструктивне рішення захисної оболонки, включаючи залізобетонну нижню плиту, на яку спирається конструкція оболонки, а також зони проходок трубопроводів живильної води і головних паропроводів.

При розробці моделі було враховано:

- неоднорідну структуру ЗО по товщині (гермобліцовка з кріпленнями; залізобетон; залізобетон з каналотворювачами СПЗО; залізобетон);
- потовщення в зонах люків, проходок і реальної жорсткості самих люків, проходок;
- геометрію анкерного карниза, підкранової балки, припорного (стілобатного) потовщення;
- податливість припорних зон ЗО;
- реальну траєкторію АК;
- зменшення зусилля в АК по довжині через тертя між АК і каналотворювачами;
- можливість виключення з роботи будь-яких АК;

а)



б)

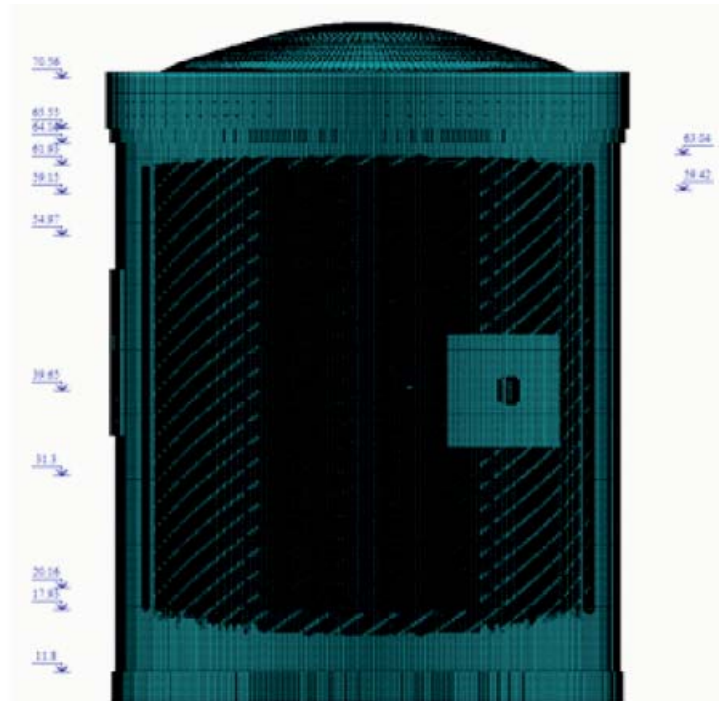


Рисунок 1 – Меридіональний розріз захисної оболонки (а) та загальний вигляд розрахункової моделі (б)



- можливість задання будь-якої конфігурації зусиль в АК та ін.

Розрахункова схема складається з дев'яти шарів об'ємних скінчених елементів (СЕ), що моделюють роботу залізобетонних конструкцій, з оболонкових СЕ, що моделюють ГСО, та з стержневих СЕ, що описують роботу армоканатів. Канати в циліндричній частині розташовані в три ряди і огинають оболонку по гелікоїдальній траєкторії (рис. 2а).

В середньому ряді запроектовано 92 каната і по 46 канатів в крайніх шарах. Причому, канати середнього ряду у верхній частині циліндра поділяються ще на два ряди. Канати купольної частини розташовані у два паралельні ряди з близькою до ортогональної взаємної орієнтацією (рис. 2б). Армоканати циліндричної та купольної частин мають загальні вузли тільки з тим шаром бетону, на який передають зусилля обтиску. Зв'язок з зовнішнім шаром бетону відсутній. Детальний опис розрахункової моделі захисної оболонки наведено у [1].

Розрахункові передумови і план чисельних досліджень.

Визначення раціонального рівня натягу армоканатів в залежності від розташування ряду виконувалось для аварійного сполучення навантажень НЕ+ПА+МРЗ відповідно до табл. 1 [3]. На першому етапі чисельних досліджень було визначено мінімально-допустиме контрольоване зусилля натягу АК СПЗО для двох варіантів подій.

Варіант 1 - в циліндричній частині ЗО з будь яких причин відсутній один канат і відбулась відмова одного канату в процесі експлуатації енергоблоку. Це зусилля натягу нетто (з враху-

ванням втрат) склало 770 тс в середньому для всіх канатів енергоблоку.

Варіант 2 - в циліндричній частині ЗО з будь яких причин відсутні два канати і відбулась відмова одного канату в процесі експлуатації енергоблоку. В такому випадку середнє зусилля натягу нетто склало 780 тс.

Це підтверджує вимоги, встановлені у технічних регламентах безпечної експлуатації енергоблоків такого типу:

- при обриві одного канату в циліндрі та/або куполі блок може працювати у нормальному режимі до найближчого планово-попереджувального ремонту;
- при обриві більше одного канату в циліндрі та/або куполі блок переводять до режиму "холодне зупинення" до заміни каната.

При виконанні чисельних досліджень враховувалося, що всі канати не можуть мати однаковий рівень натягу. Але середній рівень натягу нетто повинен забезпечуватися для групи канатів з 10-12 штук.

При визначенні раціонального рівня натягу АК було прийнято такі передумови:

- 1 - середній рівень натягу армоканатів внутрішнього і зовнішнього рядів дорівнює середньому рівню натягу канатів середнього ряду. Це дозволяє забезпечити симетричний розподіл зусиль обтиску циліндричної частини захисної оболонки.
- 2 - величина натягу армоканатів збільшується від зовнішнього ряду до внутрішнього ряду. При такому розподілі зусиль натягу знижується ймовірність обриву канатів зовнішнього ряду при аварійному

а)

б)

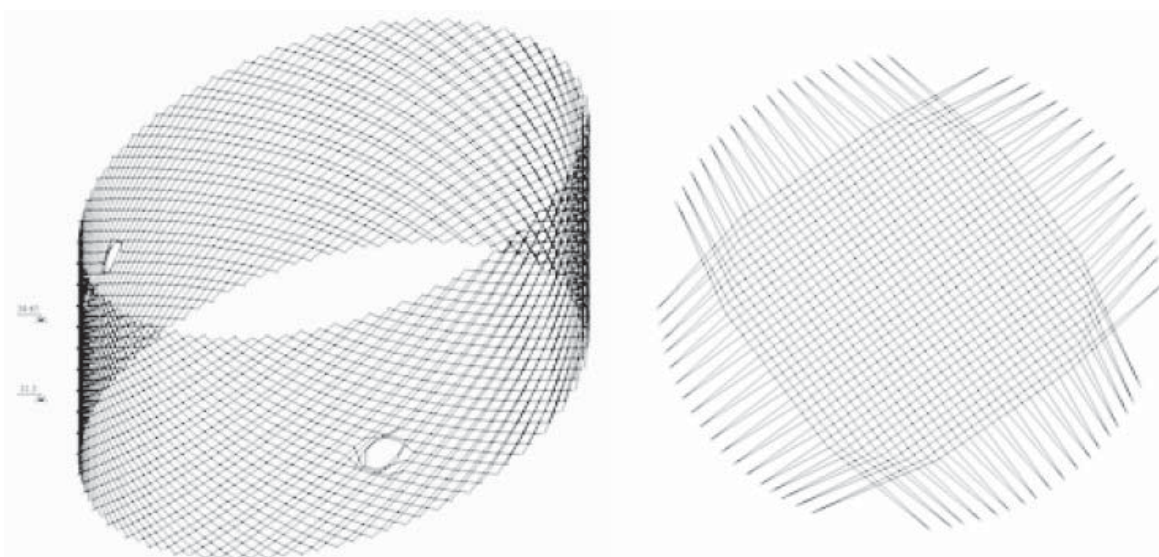


Рисунок 2 – Схема розташування канатів у циліндричній (а) та купольній (б) частині захисної оболонки



сполученні навантажень НЕ+ПА+МРЗ, бо саме в цих канатах при проходженні аварії виникають максимальні додаткові зусилля розтягу.

- 3 - розглянутий діапазон зусиль в АК становить від 730 тс до 810 тс. При виконанні розрахунків розглянуто чотири комбінації рівнів натягу армоканатів в циліндричній частини ЗО для варіанту №1 і три комбінації для варіанту №2 (таблиця 1).

Таким чином, зусилля в канатах середнього ряду для всіх комбінацій розрахунків прийнято 770 тс для варіанту №1 і 780 тс для варіанту №2, а зусилля в канатах зовнішнього і внутрішнього рядів варіюються.

речними напруженнями стиску або без них визначається виразом:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = 17 \text{ МПа.}$$

Розрахунковий опір бетонних стиснутих умовних елементів з тріщинами визначається за формулою:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v f_{cd} = 0,6 \cdot 0,912 \cdot 17 = 9,3 \text{ МПа,}$$

де

$$v = 1 - f_{ck} / 250 = 1 - 22 / 250 = 0,912.$$

Таким чином, максимальні напруга, які можуть сприйняти СЕ стисненого шару без тріщин, визначаються величиною міцності бетону на стиск $\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = 17 \text{ МПа}$, а стисненого шару, в якому від поперечних деформацій розкриваються тріщини, величиною $\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = 9,3 \text{ МПа}$.

Максимальні напруження, які можуть сприйняти армовані розтягнуті умовні елементи, визнача-

Таблиця 1 - Комбінації рівнів натягу канатів по рядах

№ комбінації	Рівні натягу канатів, тс		
	Зовнішній ряд	Середній ряд	Внутрішній ряд
Варіант №1			
Комбінація №1	760	770	780
Комбінація №2	750	770	790
Комбінація №3	740	770	800
Комбінація №4	730	770	810
Варіант №2			
Комбінація №1	770	780	790
Комбінація №2	760	780	800
Комбінація №3	750	780	810

Для кожної комбінації виконаний аналіз напружень, що виникають в елементах ГСО при аварійному сполученні НЕ+ПА+МРЗ. Для кожної комбінації виконано аналіз величини зусиль в канатах при аварійному сполученні для найбільш небезпечної зони циліндричної частини ЗО. У цій зоні виділено дві ділянки для ЗО за варіантом №1 (рис. 3) і дві ділянки для ЗО за варіантом №2 (рис. 4).

Варіант №1:

- 1 - ділянка з відсутнім канатом;
- 2 - ділянка з максимальними напруженнями.

Варіант №2:

- 3 - ділянка перетину каналотворювачів, в яких відсутні АК середнього і внутрішнього рядів;
- 4 - ділянка з максимальними напруженнями.

Несуча здатність перерізів конструктивних елементів ЗО визначається відповідно до чинних нормативних документів України [4-12].

Розрахунок виконується з використанням «стиснено-розтягнутих» моделей.

Розрахунковий опір бетонного стисненого умовного елемента в зоні з попе-

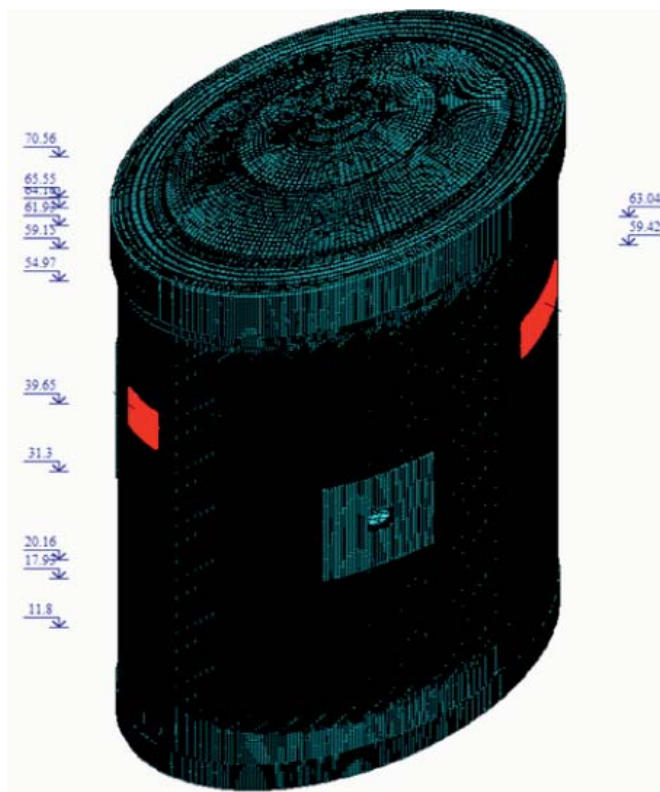


Рисунок 3 – Ділянки з максимальними напруженнями (варіант №1)

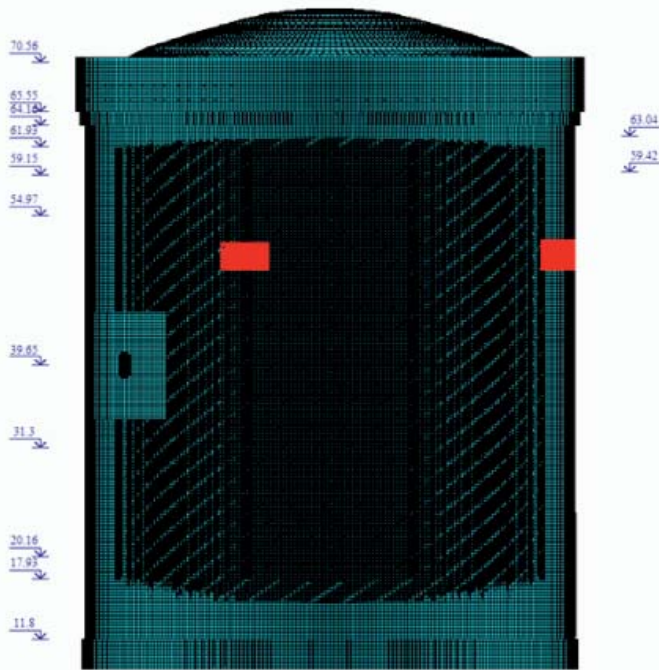


Рисунок 4 – Ділянки з максимальними напруженнями (варіант №2)

ються кількістю арматури по кожному напрямку. Максимальні напруження в неармованих розтягнутих умовних елементах визначаються величиною граничного зусилля, яке може сприйняти елемент перед утворенням тріщин:

$$\sigma_{max} = f_{ctk,005} = 1,8 \text{ МПа.}$$

Розрахункове значення опору розтягуванню арматурних канатів визначається за формулою (3.20) ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 [6]:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1335}{1,2} = 1112 \text{ МПа}$$

- $f_{p0,1k}$ - характеристичне значення 0,1% умовної межі текучості для попередньо напруженої арматури;
- γ_s - коефіцієнт надійності для арматури, який приймається за таблицею 2.1 ДБН В.2.6.-98: 2009 [5]. Тоді несуча здатність одного каната дорівнює $N = f_{pd} \cdot A_p = 1112 \cdot 0,0089 = 9,89 \text{ МН} \approx 1000 \text{ тс}$. Наведена в технічних умовах на канати ТУ У 28.7-26444970-001:2009 величина випробувального зусилля в канаті щонайменше 1250 тс також відповідає характеристичними значеннями умовної межі текучості. Таким чином, несуча здатність каната становить 1000 тс.

Навантаження, що входять до аварійного сполучення НЕ+ПА+МРЗ:

- навантаження від власної ваги всіх конструктивних елементів захисної оболонки енергоблоку;
- навантаження від натягу армоканатів (окремо для кожного ряду циліндричної частини ЗО);
- навантаження на ГСО від надлишкового тиску 0,35 МПа;
- навантаження на ГСО від температури внутрішнього середовища при ПА;
- навантаження від температури при ПА для кожного шару скінчених елементів циліндра та купола (розподіл температури по товщині циліндра та купола прийнято за лінійним законом);
- кранові навантаження;
- сейсмічні навантаження інтенсивністю 7 балів [6, п. 11] по трьох напрямках у вигляді інерційних зусиль, що були отримані при розрахунку динамічної моделі ЗО на поверхові спектри відгуку.

Алгоритм визначення сумарних зусиль в армоканатах.

1. Виділяється зона з максимальними напруженнями розтягу.
2. Для кожного шару скінчених елементів (від внутрішнього шару №1 до зовнішнього шару №9) визначається середнє напруження розтягу або стиску. Для цього виділяються СЕ відповідного шару, формується таблиця напружень і визначається середня величина горизонтальних та вертикальних напружень.
3. Отримані напруження порівнюються з розрахунковим опором стислих і розтягнутих умовних елементів і арматури.
4. Напруження, що виникають в неармованих шарах, передаються на АК відповідного ряду у вигляді додаткових зусиль.
5. Загальне зусилля в армоканатах визначається як сума зусиль, отриманих в результаті розрахунку моделі, і додаткових зусиль в неармованих шарах циліндра.

Виходячи з аналізу результатів розрахунку, визначається раціональний натяг канатів по рядах, при якому зусилля в канатах всіх трьох рядів при дії НЕ+ПА+МРЗ розподіляються найбільш рівномірно і, як наслідок, знижується ймовірність обриву канатів зовнішнього ряду при аварії.

Напруження, які може сприйняти шар, обчислюються наступним чином:

- визначаються граничні зусилля, які може сприймати арматура на смузї шириною 1 м $N_y = A_s \cdot f_{yd}$;
- отримане зусилля ділиться на площу



відповідного шару (1-б).

Вважається, що всі зусилля розтягу повинні сприйматися арматурою.

Результати чисельних досліджень.

Аналіз напружень, що виникають в елементах ГСО при сполученні НЕ+ПА+МРЗ, показав, що величина напружень не залежить від комбінації рівнів натягу канатів по рядах, якщо загальний рівень натягу АК не змінюється. Сумарні зусилля в армоканатах за варіантом №1 при аварійному сполученні НЕ+ПА+МРЗ в залежності від рівня натягу канатів по рядах наведені в таблиці 2.

Виходячи з результатів розрахунку найбільш раціональним розподілом рівня натягу між рядами АК СПЗО є комбінація №2, при якій зусилля в АК всіх трьох рядів при дії НЕ + ПА + МРЗ розподіляються найбільш рівномірно і, як наслідок, знижується ймовірність обриву канатів зовнішнього ряду при аварії.

Таблиця 2 - Результуючі зусилля в канатах за варіантом №1 при аварійному сполученні НЕ+ПА+МРЗ

№ комбінації	Зусилля в канатах, тс			
	Зовнішній ряд	Середній ряд		Внутрішній ряд
		На локальній ділянці	середні	
Величина натягу однакова для усіх рядів	830 (770)	834 (770)	782 (770)	784 (770)
Комбінація №1	828 (760)	834 (770)	781 (770)	792 (780)
Комбінація №2	819 (750)	834 (770)	781 (770)	801 (790)
Комбінація №3	808 (740)	834 (770)	781 (770)	812 (800)
Комбінація №4	800 (730)	834 (770)	781 (770)	820 (810)

Примітка: У дужках наведені початкові значення натягу канатів.

Таблиця 3 - Результуючі зусилля в канатах за варіантом №2 при аварійному сполученні НЕ+ПА+МРЗ

№ комбінації	Усилия в канатах, тс				
	Зовнішній ряд		Середній ряд		Внутрішній ряд
	На локальній ділянці	середні	На локальній ділянці	середні	
Комбінація №1	916	833 (770)	856	786 (780)	794 (790)
Комбінація №2	906	823 (760)	856	786 (780)	803 (800)
Комбінація №3	897	814 (750)	856	786 (780)	811 (810)

Примітка: У дужках наведені початкові значення натягу канатів.

ВИСНОВКИ

В результаті виконаних чисельних досліджень несучої здатності захисних оболонок енергоблоків в усіх режимах експлуатації і визначення раціонального натягу канатів по рядах при дії НЕ + ПА + МРЗ встановлено:

- мінімально-допустиме зусилля натягу армоканатів в циліндричній частині захисної оболонки енергоблоку при відсутності (з будь якої причини) двох канатів складає 770 тс;
- мінімально-допустиме зусилля натягу армоканатів в циліндричній частині захисної оболонки енергоблоку при відсутності (з будь якої причини) трьох канатів складає 780 тс.

Визначено раціональний розподіл натягу канатів між рядами, при якому зусилля в АК всіх трьох рядів при дії НЕ + ПА + МРЗ розподіляються найбільш рівномірно і, як наслідок, знижується ймовірність обриву канатів зовнішнього ряду при аварії.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

- 1 Бамбура А.Н. Разработка расчетной модели защитных оболочек энергоблоков АЭС/ А.Н. Бамбура, И.Р. Сазонова, В.В. Гичко// Міжвідомчий наук.-техн. зб. Будівельні конструкції, вип. 82 – Київ, ДП НДІБК, 2015, с. 238-245.
- 2 Experimental Study of Fragment of Prestressed Containment of Nuclear Power Plant Unit. Експериментальні дослідження фрагменту попередньо напруженої захисної оболонки енергоблоку атомної станції. Bambura A., Sazonova I., Karpenko A., Zharko L., Fesenko O., Iniushev V., Zhygalov I., Posokh V. Nuclear and Radiation Safety. 2021. №1(89). С. 49-58. [https://doi.org/10.32918/nrs.2021.1\(89\).06](https://doi.org/10.32918/nrs.2021.1(89).06)
- 3 НП 306.2.208 – 2016. Вимоги до сейсмостійкого проектування та оцінки сейсмічної безпеки енергоблоків атомних



- станцій. / Державна інспекція ядерного регулювання України, 2016.
- 4 ДБН В.1.1-12:2014. «Будівництво у сейсмічних районах України» / Мінрегіон України: – ДП «Укрархбудинформ», Київ:2014.
 - 5 ДБН В.2.6.-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.» Офіц. вид. Київ: М-во регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 71 с.
 - 6 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
 - 7 НП 306.2.099 2004. Загальні вимоги до продовження експлуатації енергоблоків АЕС у понадпроектний строк за результатами здійснення періодичної переоцінки безпеки.
 - 8 НП 306.2.141 2008. Загальні положення забезпечення безпеки атомних станцій./ Державна інспекція ядерного регулювання України, 2008.
 - 9 ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування./ Мінрегіон України: ДП «Укрархбудинформ», Київ: 2014.
 - 10 ПН АЭ 5.6. Нормы строительного проектирования АС с реакторами различного типа
 - 11 ПНАЭ Г 5 006 87. Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций
 - 12 ПНАЭ Г 10 007 89. Нормы проектирования железобетонных сооружений локализующих систем безопасности атомных станций

REFERENCES

- 1 Bambura A.N. (2015). Development of a computational model for the protective shells of NPP power units / A.N. Bambura, I.R. Sazonova, V.V. Gichko. Building Constructions. Kyiv: GP NIISK.
- 2 Bambura A., Sazonova I., Karpenko A., Zharko L., Fesenko O., Iniushev V., Zhygalov I., Posokh V. (2021). Experimental Study of Fragment of Prestressed Containment of Nuclear Power Plant Unit. Nuclear and Radiation Safety, 1(89), 49-58. DOI: [https://doi.org/10.32918/nrs.2021.1\(89\).06](https://doi.org/10.32918/nrs.2021.1(89).06)
- 3 НП 306.2.208 - 2016. Requirements for seismic design and seismic safety assessment of nuclear power units.
- 4 Construction in seismic regions of Ukraine: DBN V.1.1-12: 2014. (2014).
- 5 Structures of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures. Terms: DBN B.2.6.-98:2009. (2011).

- 6 Structures of buildings and constructions. Concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete. Design rules: DSTU B B.2.6-156:2010. (2011).
- 7 General requirements for continued operation of NPP power units beyond the design period based on the results of periodic safety reassessment: NP 306.2.099 2004.
- 8 Terms for ensuring the safety of nuclear power plants: NP 306.2.141 2008.
- 9 Steel structures. Design standards: DBN B.2.6-198:2014
- 10 Building design standards for NPPs with reactors of various types: PiN AE-5.6.
- 11 Design standards for earthquake-resistant nuclear power plants: PNAE G-5-006-87.
- 12 Standards for the design of reinforced concrete structures for containment safety systems of nuclear power plants: PNAE G-10-007-89.

Стаття надійшла до редакції 15.11.2021 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-3>

УДК 624.21.014.2



ШИМАНОВСЬКИЙ О. В.

Член-кореспондент НАН України, лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки, заслужений діяч науки і техніки України, доктор технічних наук, професор, генеральний директор ТОВ «Укрінсталькон імені В. М. Шимановського», м. Київ, Україна
e-mail: niipsk@webber.kiev.ua
тел. +38(044)543-93-87
ORCID: 0000-0002-7253-6707



ШАЛІНСЬКИЙ В. В.

Кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, завідувач відділу мостів та спеціальних споруд ТОВ «Укрінсталькон імені В. М. Шимановського», м. Київ, Україна
e-mail: niipsk@webber.kiev.ua
тел. +38(044)543-96-29
ORCID: 0000-0001-9347-8342



ШИМАНОВСЬКА М. О.

Кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, старший науковий співробітник відділу мостів та спеціальних споруд ТОВ «Укрінсталькон імені В. М. Шимановського», м. Київ, Україна
e-mail: niipsk@webber.kiev.ua
тел. +38(067)376-50-01
ORCID: 0000-0002-3638-2835

ДІЙСНИЙ НАПРУЖЕНИЙ СТАН ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ЕСТАКАДИ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ АВТОПРОЇЗДУ ПО ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУДАХ ДНІПРОГЕС ІЗ ОРТОТРОПНИМИ ПЛИТАМИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

АНОТАЦІЯ

В статті висвітлено особливості розрахунку та роботи дійсного технічного стану мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. В якості прикладу розглянуто конструкцію прогонової будови існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС. Представлено опис існуючих конструкцій естакади через шлюзи. Зазначено, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини прийняті згідно авторського свідоцтва № 431279 за заявою ДП Укрпроектстальконструкція (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського»). Описано методологію побудови скінченно-елементної моделі естакади через шлюзи, яка дозволяє адекватно відобразити дійсний

технічний стан естакади з урахуванням даних виконаного обстеження. Досліджено нерівномірність розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити при дії постійного навантаження (власна вага її конструктивних елементів) і тимчасового навантаження (автомобільне навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункове рівномірно розподілене навантаження від натовпу людей на тротуарі). Знайдено коефіцієнти редукції, що характеризують нерівномірність розподілення нормальних напружень, за допомогою розрахункової моделі з використанням інженерно-аналітичного (нормативного) і чисельного методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних



напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головної балки. Виконано порівняння отриманих результатів. Зазначено, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови автопроїзду по естакаді через шлюзи впливають на параметри напружено-деформованого стану мостових конструкцій у межах від 7 до 10,5% майже для всіх конструктивних елементів у результаті практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів. Зона завширшки біля 0,5 – 0,7 м, яка прилягає до тротуару і простягається за всією довжиною естакади через шлюзи, характеризується, на відміну від усіх інших елементів прогонової будови автопроїзду, нерівномірною корозією металу конструктивних елементів, через що у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану збільшується приблизно у 1,5 – 2 рази і досягає 16 – 20%. Сформульовано висновки та рекомендації за результатами досліджень.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: Мостова споруда, прогонова будова, ортотропна плита, розрахункова модель, коефіцієнт редукції, напруження.

ACTUAL STRESS STATE OF THE SUPERSTRUCTURE OF THE DRIVEWAY OVERPASS OVER GATEWAYS ON HYDRAULIC STRUCTURES OF THE DNIEPER HYDROELECTRIC POWER STATION WITH CARRIAGEWAY ORTHOTROPIC DECK PLATES

ABSTRACT

The paper highlights peculiarities of analysis and operation under the actual technical condition of bridge superstructures with the orthotropic deck plates of the driveway. As an example, the design of the superstructure of the existing driveway along the overpass over gateways of the hydraulic structures of the Dnieper Hydroelectric Power Station is considered. The description of existing structures of the overpass over gateways is presented. It is noted that the erection joints of the driveway orthotropic deck plate are taken according to the inventor's certificate No. 431279 at the request of State Design Institute Ukrproektstalkonstruktsiya (now Limited Liability Company «V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction»). The methodology to build-up the finite-element model of the overpass over gateways is described, which allows to display adequately the actual technical condition of the overpass taking into account the data of the performed survey. Uneven distribution of normal stresses in the orthotropic plate decking is studied under the action of permanent load (dead load of its structural elements) and imposed load (wheeled vehicle load of a convoy of cars weighing 30 tf each (H-30) and uniformly distributed design load from human crowd on the sidewalk). Reduction factors characterizing

the uneven distribution of normal stresses are found by calculating the computational model using the engineering-and-analytical (normative) method and the numerical calculation method. The results of the numerical calculation method in the form of vertical displacements and normal stresses in the decking of the orthotropic plate and tangent stresses in the webs of the main girder are presented and analyzed. The obtained results are compared. It is noted that the defects and damage of the driveway superstructure along the overpass over gateways affect the parameters of the stress-strain state of bridge structures in the range from 7 % to 10,5 % for nearly all structural elements as a result of almost uniform long-term corrosion with a minor weakening of the cross sections except for the area about 0,5–0,7 m wide, which is adjacent to the sidewalk and extends on the entire length of the overpass over gateways; unlike all other elements of the driveway superstructure, there is largely uneven corrosion of the metal of structural elements on it, so in this area the difference between displacements and stresses of the design state and actual state increases by about 1,5–2 times and reaches from 16 % to 20 %. Conclusions and recommendations based on the research results are formulated.

KEY WORDS: Bridge structure, superstructure, orthotropic deck plate, computational model, reduction factor, stress

ВСТУП І АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Попередні статті авторів [8 – 10] присвячено визначенню дійсного напружено-деформованого стану (НДС) ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень, яке здійснено на прикладах двох прогонових будов існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. Перша прогонова будоварозташована безпосередньо на греблі, а друга – на естакаді спряження греблі з лівим берегом. Описано властиві ортотропним плитам технічні характеристики та переваги щодо інших застосовуваних у мостобудуванні конструктивних рішень. Висвітлено історичні аспекти впровадження ортотропних плит при будівництві мостових споруд і загальні підходи до вдосконалення їх інженерно-технічних рішень. Розкрито основні етапи розвинення теорії і методів дослідження прогонових будов із ортотропними плитами. Вказано на те, що результати багаторічних і численних досліджень знайшли відображення в нормах і рекомендаціях багатьох країн, що регламентують проектування ортотропних сталевих плит мостових споруд. Пояснена докладна сутність двох найбільш прийнятних методик для визначення



коефіцієнту редукції ширини полиць: інженерної, яка побудована з урахуванням вимог нормативних документів і базується на використанні епюр нормальних напружень, і чисельної, яка ґрунтується на результатах чисельних досліджень, отриманих за допомогою методу скінченних елементів.

1. ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Що ж стосується представленої статті, то вона є логічним продовженням циклу публікацій авторів із дослідження й оцінювання взаємовпливу напруженого стану конструктивних елементів при дійсній роботі ефективних мостових споруд із застосуванням ортотропних плит проїзної частини. В якості прикладу прийнята прогонова будова існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС, відмінність якої від розглянутих у статтях [8 – 10] ділянок автопроїзду пов'язана з низкою характерних ознак, по-перше, конструктивних: помітному викривленню в плані прогонової будови й коробчастості її поперечного перерізу, несиметричності поперечного перерізу ортотропної плити й нахиленості її верхньої площини і, по-друге, експлуатаційних: наявності індивідуально-специфічних, набутих за час довготривалої експлуатації, дефектів і пошкоджень.

Приймаючи до відома зазначені особливості, а також враховуючи на важливу роль прогонової будови естакади через шлюзи в забезпеченні безупинного транспортного сполучення по спорудам ДніпроГЕС, стає зрозумілою та зацікавленість й увага, яку вона привертає до себе з огляду на дослідження дійсного технічного стану.

2. СТИСЛИЙ ОПИС ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ЕСТАКАДИ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ

Перш за все відзначимо, що опис конструкцій естакади через шлюзи достатньо вичерпно був відображений у попередній роботі авторів [7]. Попри це автори вирішили відтворити цей опис у даній статті з метою кращого розуміння читачами не тільки її загального змісту, а особливо результатів розрахунків несучої здатності

прогонової будови естакади, зокрема з використанням коефіцієнта редукції. Тому, приймаючи до уваги вказане міркування, перейдемо до розгляду наявних конструктивних рішень естакади через шлюзи. Отже, естакада являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу, нерозрізну шестипрогову раму за поздовжньою схемою: $2 \times 56 + 2 \times 64 + 2 \times 56 = 352$ м із гнучкими проміжними стійками опор і масивними береговими стоянами (рис. 1 – 3). Ригель рами складається з криволінійної у плані головної балки замкненого коробчастого трапецеїдального перерізу та сталеві ортотропної плити проїзної частини. Причому кривина прогонової будови в плані створена за рахунок вписування монтажних блоків, що мають довжину 12,0 – 12,5 м по хордах зі стиком на монтажі під кутом. Проміжні стійки опор металеві, жорстко защемлені в головній балці та фундаментах. Всі металоконструкції естакади виконані суцільнозварними. Матеріал конструкцій прогонової будови та стійок проміжних опор – низьколегована сталь марки 09Г2С [1].

Крайні опори – масивні залізобетонні стояни. Прогонова будова вирішена в плані як горизонтальна двошарнірна арка, яка шарнірно закріплена до стоянів і підтримується по вертикалі гнучкими проміжними стійками. При цьому, всі горизонтальні зусилля та крутні моменти, які виникають при ексцентричному розташуванні тимчасового навантаження, а також викликані кривизною споруди в плані, передаються на стояни та сприймаються шарнірно закріпленими кінцями прогонової будови та широко рознесеними опорними частинами.

Траса естакади прокладена по кривій радіусом 200 м, перетинає низку автодоріг та шлюзи. Габарит проїзду прийнято, виходячи з умови пропуску чотирьох смуг автомобільного руху зі швидкістю 60 км/год, і з урахуванням розширення на кривій й тунельного ефекту, що створюється двома смугами бар'єрного огородження, а його величина складає $B = 14 + 4 \times 0,35 + 2 \times 0,50 = 16,4$ м; при цьому ширина проїзду дорівнює 15,4 м. Ширина тротуарів визначена з умови

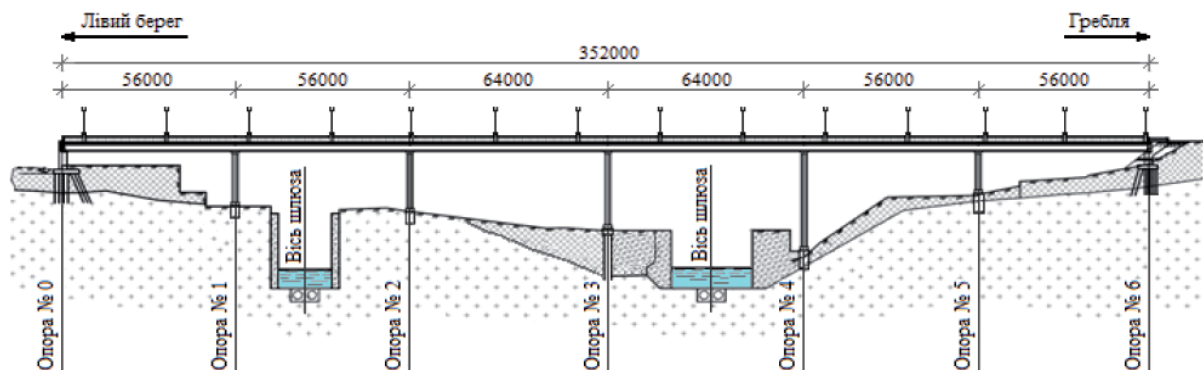


Рисунок 1 – Фасад естакади через шлюзи

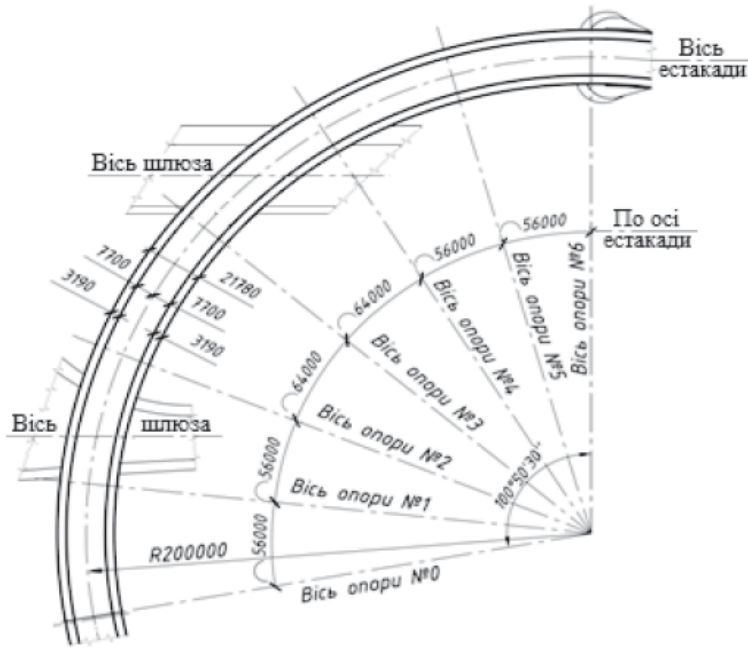


Рисунок 2 – План естакади через шлюзи

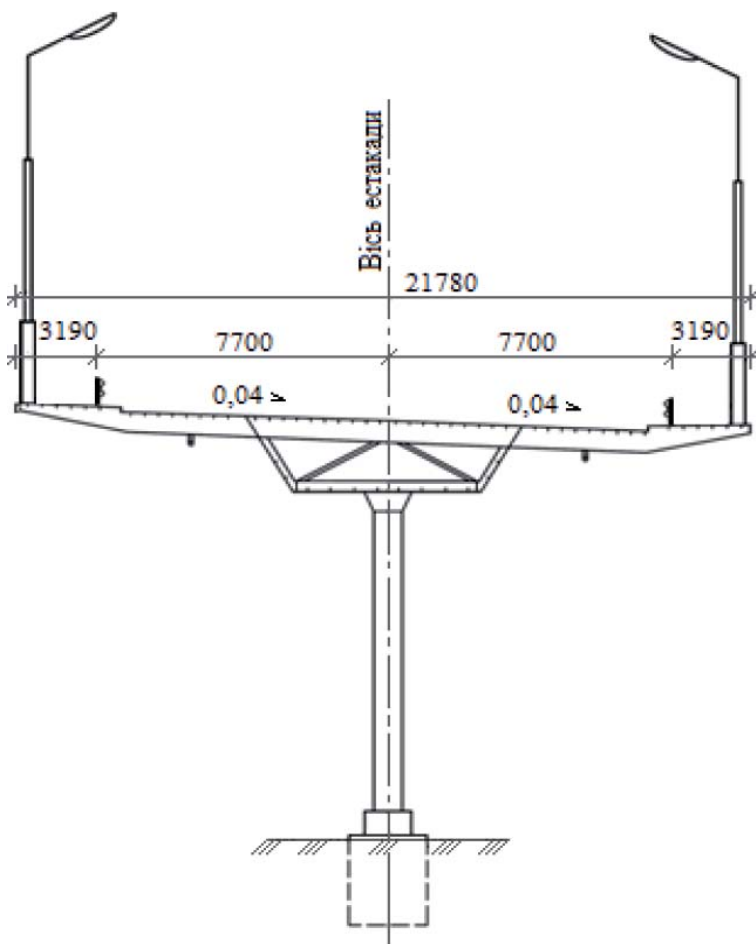


Рисунок 3 – Поперечний переріз естакади через шлюзи

пропуску трьох смуг пішохідного руху – $3 \times 0,75 = 2,25$ м. Підмостові габарити прийняті, виходячи з умови мінімального піднесення низу прогонової будови над автодорогами, що перетинаються, не менш ніж 4,5 м та над горизонтом високого судноплавства шлюзів, що перетинаються, – не менше 13,0 м.

Проект естакади розроблено у відповідності з чинними на той час (доречно нагадаємо, що будівництво ДніпроГЕС було розпочато 15 березня 1927 року, а її відновлення по закінченню воєнних дій – у 1944 році) вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проектування автодорожніх та міських мостів [5, 6]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаження – автомобільне Н-30 та спеціальні НК-80 і НГ-60.

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевго настилу завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер 200×12 мм із кроком 400 мм у межах проїзної частини й 500 мм у межах тротуарів, та поперечних балок із кроком 2000 мм. Причому в ортотропній плиті перетин поздовжніх балок із поперечними здійснено без приварки їх до стінок балок, із пропуском у вирізи стінок. Зазначимо, що вказане рішення дозволило не тільки знизити концентрацію напружень та покращити умови роботи плити на циклічне тимчасове навантаження, а й створило можливість застосувати автоматичне зварювання при виготовленні плити на заводі.

Також звернімо увагу на те, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини були прийняті згідно авторського свідоцтва № 431279 за заявою ДП Укрпроектстальконструкція (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») [4]. В цьому свідоцтві було запропоновано не доводити ребра до стика плити, а замінити їх потовщенням листа настилу до 20 мм із метою компенсації перерізу, що дозволило на монтажі стикувати автоматичною зваркою тільки листи настилу. В результаті монтаж конструкції був не тільки значно спрощений сам по собі, а особливо з урахуванням кривизни прогонової будови в плані та зварювання її з блоків, розташованих по хордах.

Головні балки та ортотропна плита збирались на монтажі з плоских однотипних елементів, причому поперечна жорсткість прогонової будови та незмінність поперечного перерізу головної балки забезпечувались в'язями всередині коробки та



суцільними діафрагмами в місцях спряження з колонами проміжних опор і в кінцях прогонової будови.

Проміжні опори являють собою одиночні металеві колони прямокутного перерізу 800×2000 мм. Бази колон забезпечують защемлення останніх за допомогою анкерних болтів та цементної підливки. Поблизу спряження з головною балкою колони мають розтрубне розширення у вигляді пілястр 2000×2000 мм для сприйняття зусиль защемлення у вузлі примикання до прогонової будови.

Покриття проїзної частини завтовшки 35 мм було прийнято у вигляді асфальтобетону зменшеної товщини з додаванням епоксидної смоли, причому воно також одночасно слугувало ізоляцією плити проїзної частини. Бар'єрне огородження складено сталевими балками з гнутих профілів, які спираються на металеві стійки з кроком 4,0 м. Перила прийняті полегшеного типу із заповненням зі сталевих смуг та тятивою з гнутих профілів. Перила кріпились на монтажні до ортотропної плити. Водовідведення з естакади передбачено поперечним стоком води до зливоприймальних отворів у бордюрах.

Задля огляду прогонової будови та опор у період експлуатації та пофарбування були передбачені два оглядових візка праворуч та ліворуч від поздовжньої осі естакади, які переміщуються по монорейках, закріплених до поперечних балок.

3. ОБСТЕЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ЕСТАКАДИ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ

За результатами проведеного у червні 2020 р. обстеження споруди була виявлена низка дефектів її конструктивних елементів, детальна характеристика яких викладена в одній із попередніх статей авторів [7] і тому, з метою економії місця, наразі не повторюється. Проте автори настійно рекомендують читачам уважно ознайомитися з означеною публікацією, яка знаходиться у відкритому доступі, зважаючи на два мотиви. Перший з них – ближчий до конкретики – полягає в тому, що зміст роботи [7] дозволить читачам краще зрозуміти сутність вже даної статті й сформувати наприкінці неї висновків. А другий – напевно, методологічний – зводиться до того, що у вказаній роботі розкриті особливості дефектів і пошкоджень, що, можливо, вкаже на ті специфічні деталі, які раніше проходили повз увагу читачів під час розгляду та аналізу інших подібних випадків.

4. РОЗРАХУНКОВА СХЕМА ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Приймаючи до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, в якості розрахункової прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом моделювання двадцяти дев'яти укрупнених блоків прогонових будов естакади через

шлюзи. В моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових трьох- і чотирикутних скінченних елементів. Матеріал конструктивних складових ортотропної плити і головних балок – сталь марки 09Г2С-12 із модулем пружності $E = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см², коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$ і розрахунковим опором $R = 3400 - 4000$ кгс/см² в залежності від товщини конструктивного елементу.

У частині визначення й подальшого врахування в скінченно-елементній моделі дійсних значень товщин скінченних елементів сталевих листа, поперечних балок і поздовжніх ребер ортотропної плити, а також нижньої полиці, стінки і поперечних ребер головної балки зазначимо наступне. Під час останніх спеціальних обстежень естакади через шлюзи автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС було виявлено низку дефектів мостових конструкцій (вичерпний перелік і опис яких наведено у статті [7]), які не тільки негативно впливають на їх довговічність, а в окремих випадках навіть призводять до зниження загальної несучої здатності автопроїзду. Тому з метою оцінювання впливу цих факторів на НДС мостових конструкцій наявні дефекти були відображені в скінченно-елементній моделі прогонових будов автопроїзду, яка була створена шляхом вибирання всіх вихідних даних із робочих креслень при здійсненні першочергових міцнісних і динамічних розрахунків автопроїзду по естакаді через шлюзи із проектними значеннями геометричних параметрів. Проте, внаслідок значної кількості встановлених дефектів, перед їх введенням у скінченно-елементну модель прогонових будов автопроїзду, була виконана їхня систематизація та певне типове усереднення. В результаті було встановлено, що дефекти найкраще можуть бути відтворені в моделі шляхом коригування товщини елементів прогонових будов автопроїзду залежно від глибини їхнього корозійного пошкодження зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів.

Побудовані у такий спосіб скінченно-елементні моделі конструктивних елементів укрупненого блоку (скажімо, крайнього опорного) прогонової будови естакади через шлюзи зображені на рис. 4, а – г, а самого блоку в зібраному вигляді – на рис. 4, д, яка нараховує 13092 вузлів і 12841 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель естакади через шлюзи представлена на рис. 5 і налічує 340139 вузлів і 337504 скінченних елементів.

5. НАВАНТАЖЕННЯ НА ПРОГОНОВУ БУДОВУ

Зауважимо, що постійні та тимчасові навантаження на прогонову будову прийняті у повній відповідності з вимогами норм [2].

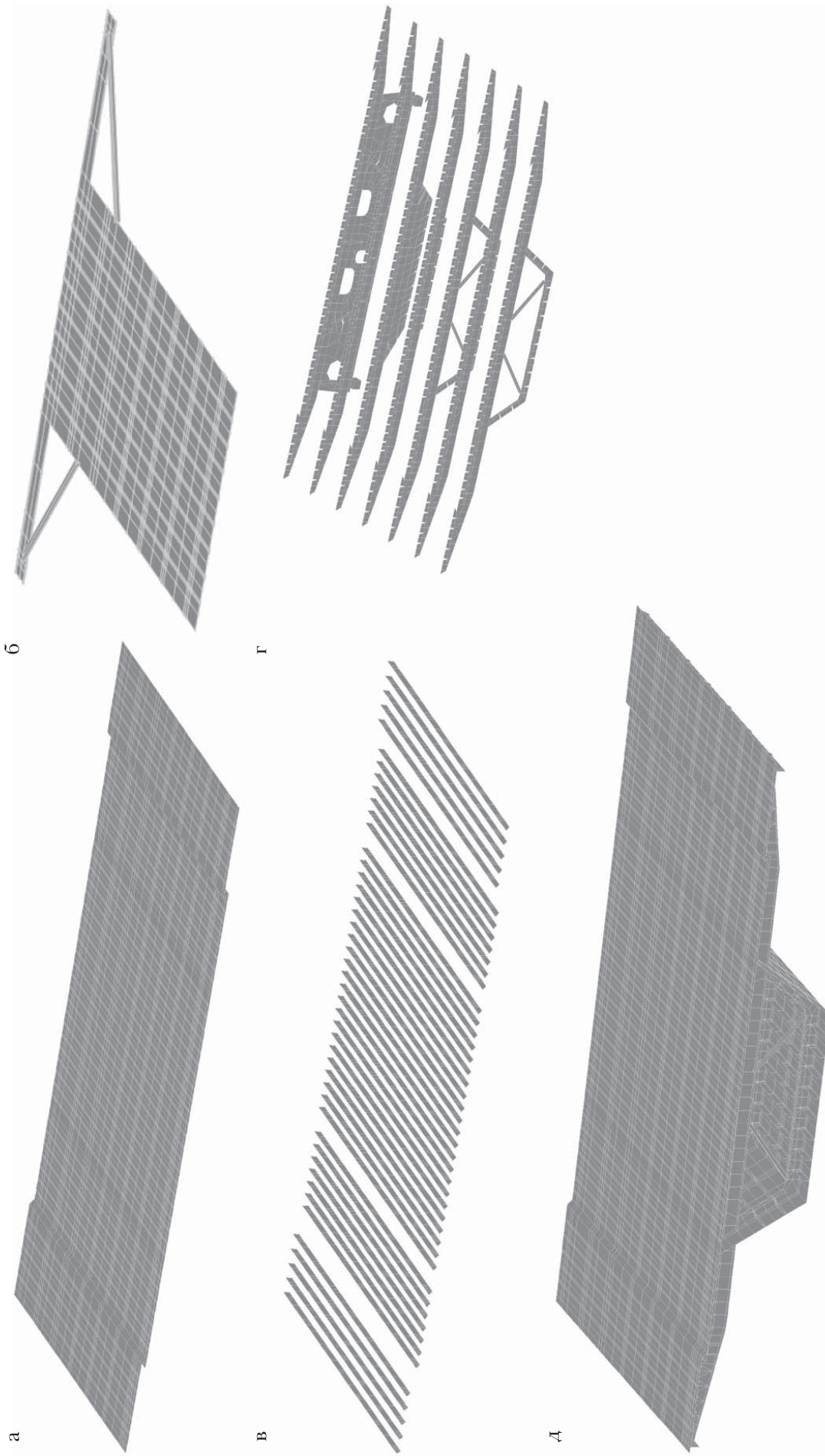


Рисунок 4 – Скінченно-елементна модель опорного укрупненого листа прогонової будови естакади через шлюзи: а - модель верхнього листа настилу; б - модель нижнього листа настилу; в - модель поздовжніх ребер; г - модель поперечних балок; д - загальна модель укрупненого блока

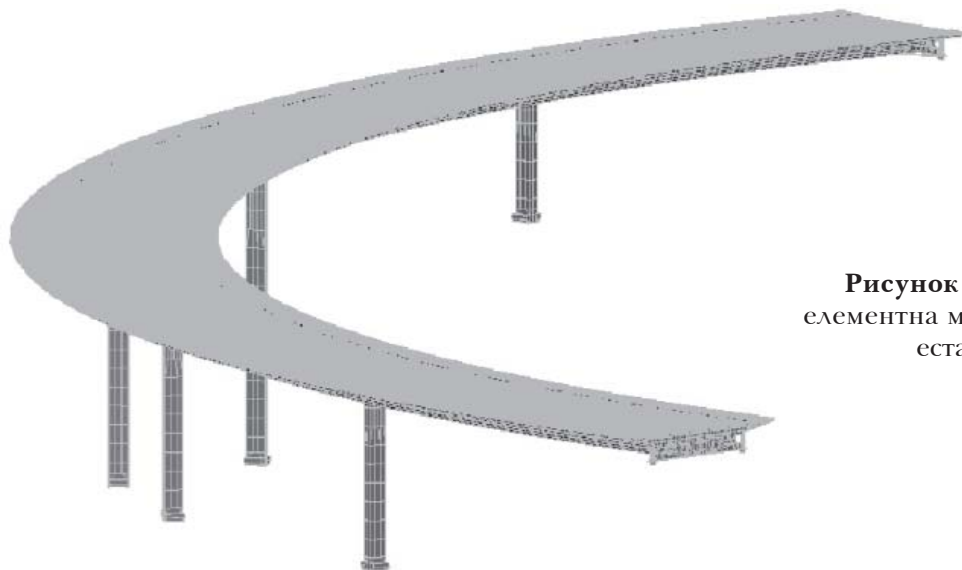


Рисунок 5 – Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови естакади через шлюзи

Постійне навантаження на прогонову будову естакади через шлюзи являє собою власну вагу її конструктивних елементів і для просторового розрахунку враховувалось приведенням навантаження до розподіленого за всією шириною конструкції. Загалом було прийнято сім складових постійного навантаження, значення яких викладено у таблиці 1.

Що ж стосується тимчасового навантаження на прогонову будову естакади через шлюзи, то для просторового розрахунку були прийняті дві його складові, а саме: автомобільне навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункове рівномірно розподілене навантаження від натовпу людей на тротуарі ($q = 0,4 \text{ тс/м}^2$). В частині ж колісного навантаження НК-80 від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс вкажемо на добре відомий розрахунковий критерій,

згідно якому при перевірці існуючої споруди з великими прогонами воно (навантаження НК-80) спричиняє виключно локальний вплив і саме через це вважається нерозрахунковим. Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 6, де під R_{30} розуміється складова від автомобільного навантаження, яка задається між і вдовж двох коліс транспортного засобу.

З наведених вище даних випливає, що загалом у розрахунку були враховані дві групи навантажень: постійні й тимчасові. Отже, загальна кількість сполучень розрахункових навантажень завдяки симетричності споруди естакади через шлюзи склала сім, при цьому постійні навантаження та натовп були присутні у всіх сполученнях.

Для кожної характерної розрахункової точки перерізу прогонової будови естакади через шлюзи

Таблиця 1 - Складові постійного навантаження від конструктивних елементів прогонової будови існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС

Ч/ч	Найменування конструктивного елементу	Характеристичне значення, тс/м.п.	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове значення, тс/м.п.
1.	Прогонова будова	6,68	1,25	8,35
2.	Опора освітлення	0,17	1,25	0,21
3.	Монорельси	0,17	1,25	0,21
4.	Бар'єрне огороження	0,07	1,25	0,09
5.	Перила	0,05	1,25	0,06
6.	Комунікації	1,50	1,25	1,88
7.	Покриття проїзної частини	2,15	2,00	4,30
Разом		10,79		15,10



(на опорах та посередині прогонів) були виконані перевірні розрахунки, результати яких, забігаючи трохи наперед, засвідчили, що всі розглянуті сполучення навантажень є найбільш несприятливими для конкретно визначеної точки, а максимальні значення вертикальних переміщень очікувано є найбільшими по центру покриття і не суттєво відрізняються при різних комбінаціях завантажень.

6. РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНИХ РОЗРАХУНКІВ НЕСУЧОЇ ОІ ЗДАТНОСТІ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Зважаючи на зазначене розглянемо роботу прогону будови естакади через шлюзи при одному з розрахункових сполучень навантажень, а саме: постійного та тимчасового навантаження у складі автомобільного навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункового рівномірно розподіленого навантаження від натовпу людей на тротуарі. Результати чисельних розрахунків у вигляді ізополів вертикальних переміщень і нормальних напружень у листах настилу ортотропної плити та дотичних напружень у похилих стінках головних балок відтворені на рис. 7 – 9.

Як відслідковується з аналізу отриманих результатів, лист настилу ортотропної плити прогону будови естакади через шлюзи має два типи принципово відмінних зон вертикальних переміщень (рис. 7). Перша з них розташована в місцях опорних діафрагм і між сталевими колонами й охоплює всю довжину проїзної частини ортотропної плити по внутрішній дузі з максимальними позитивними значеннями переміщень до 6,31 мм. Друга ж зона простягається по зовнішній дузі проїзної частини, де лист настилу прогинається

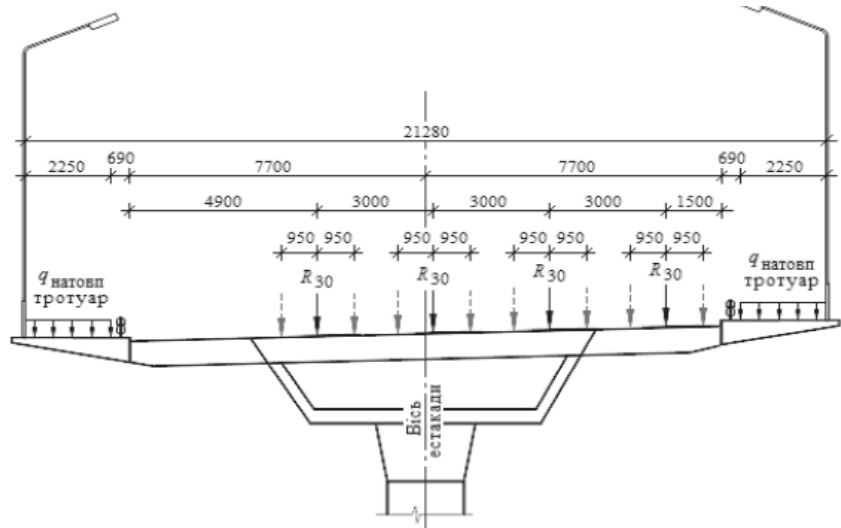


Рисунок 6 – Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогону будови естакади через шлюзи

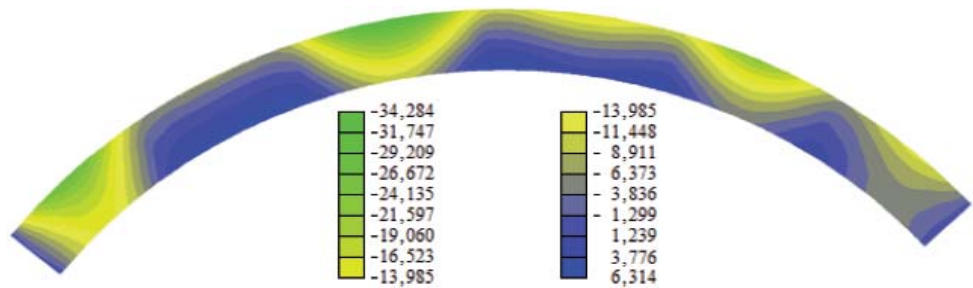


Рисунок 7 – Ізополі вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити, мм

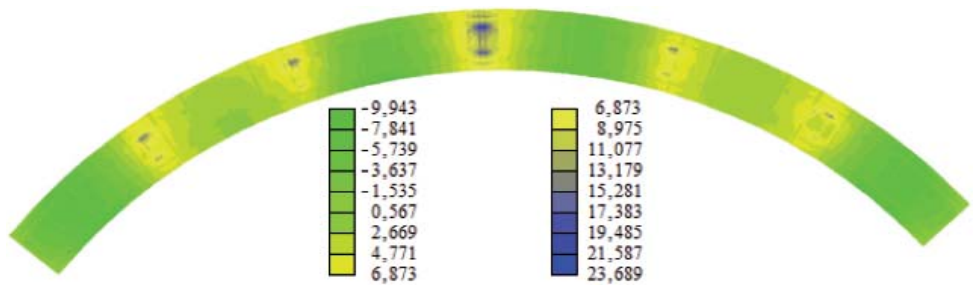


Рисунок 8 – Ізополі нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

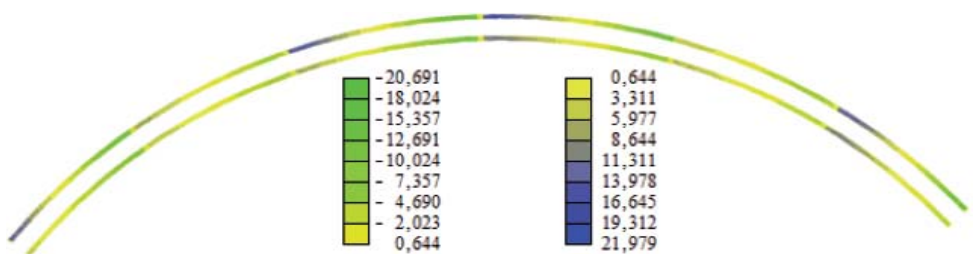


Рисунок 9 – Ізополі дотичних напружень τ_{xy} у похилих стінках головних балок, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²



донизу з максимальними значеннями а прогину 34,28 мм. Що ж стосується розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 8), зазначимо, що лист настилу в місцях опорних діафрагм і в центрах прогонів між трьома середніми колонами сприймає напруження стиснення в межах $\sigma_x = 153 - 994$ кгс/см², а загалом є розтягнутим у межах $\sigma_x = 56 - 2368$ кгс/см². Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується симетричний напружений стан (рис. 9): в деяких фрагментах цих стінок присутні напруження стиску (у межах до $\tau_{xy} = 2069$ кгс/см²), в інших - розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 2197$ кгс/см²), що обумовлено особливостями опирання головних балок на сталеві колони.

Отже, спираючись на попередні міркування, можна зазначити, що лист настилу ортотропної плити знаходиться у дещо недонапруженому стані. Роз'яснити ж вказане можна досить легко, оскільки призначення його (листа) геометричних розмірів проводиться насамперед із урахуванням конструктивних вимог до споруди загалом, через що вони значно перевищують розміри нижнього листа прогонової будови, напруження в якому близькі до граничних.

А тепер продовжимо аналіз параметрів НДС конструктивних елементів ортотропної плити. На рис. 10 і 11 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови естакади через шлюзи (в даному випадку передостаннього) представлено графічні залежності зміни параметрів НДС уздовж локальних поздовжньої і поперечної осей, які проходять посередині цього блоку (орієнтація локальних осей відображена на рис. 12). І одразу звернемо увагу на те, що суцільна чорна крива на цих графіках відповідає дійсній роботі прогонової будови з врахуванням дефектів і пошкоджень (зокрема корозійних) мостових конструкцій, виявлених під час останніх спеціальних обстежень естакади через шлюзи (нагадуємо, що ці дефекти і пошкодження наведені в статті авторів [7]), а суцільна синя лінія – відображає роботу її проектного стану.

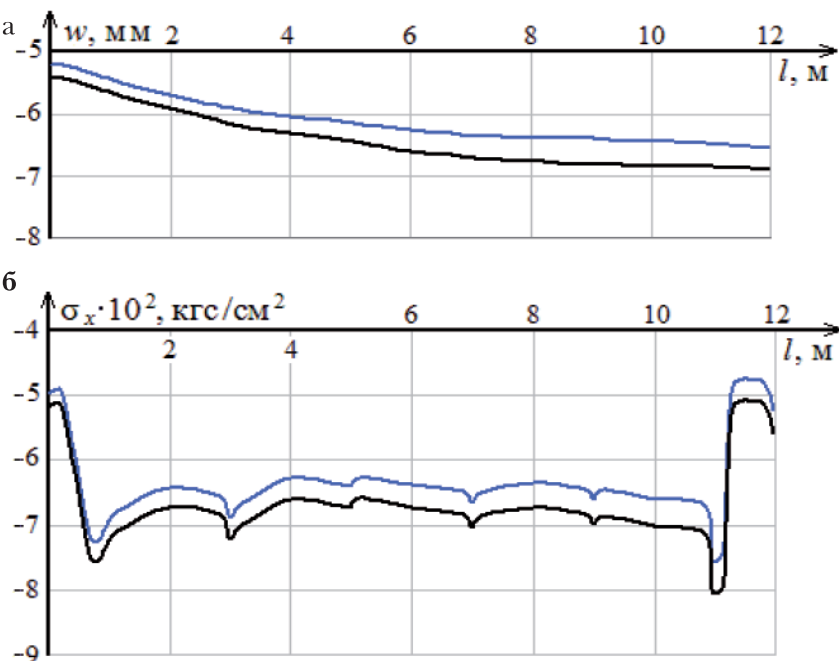


Рисунок 10 – Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі укрупненого блоку прогонової будови естакади через шлюзи: а - вертикальні переміщення; б - нормальні напруження

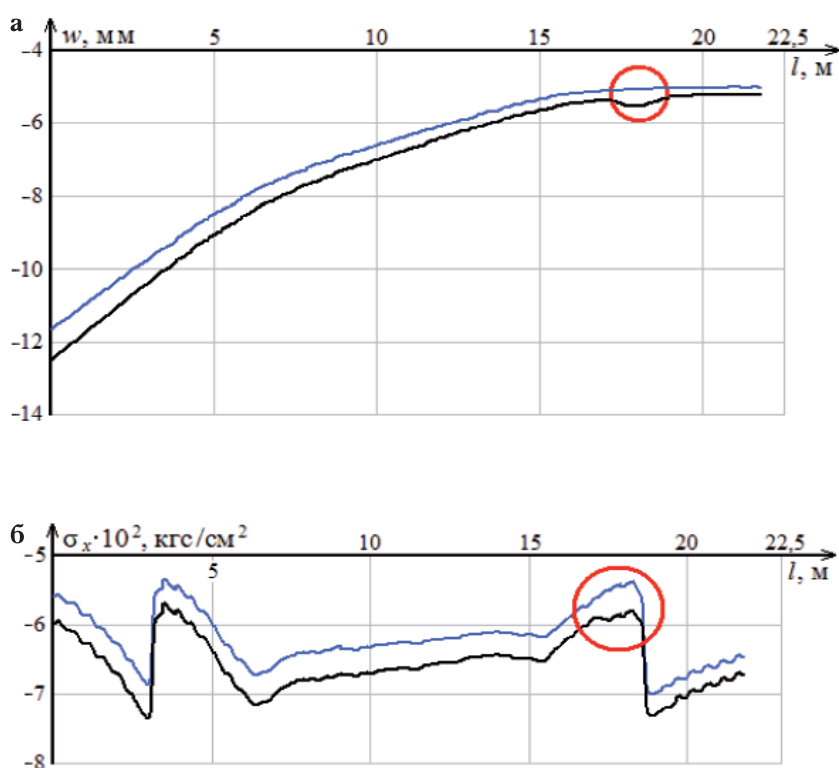


Рисунок 11 – Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поперечної осі укрупненого блоку прогонової будови естакади через шлюзи: а - вертикальні переміщення; б - нормальні напруження; О - зона біля тротуару

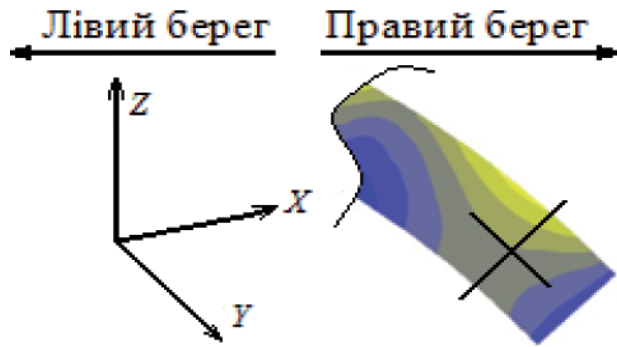


Рисунок 12 – Орієнтація локальних осей, використаних при побудові графічних залежностей зміни параметрів НДС в листі настилу ортотропної плити

Якщо уважно проаналізувати представлені на рис. 10 і 11 графіки, то можна дійти до цілком очікуваного якісного висновку, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови автопроїзду впливають на параметри НДС мостових конструкцій. Що ж стосується кількісної оцінки цього впливу, слід вказати на те, що розбіжність між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану знаходиться у межах від 7 до 10,5% майже для всіх конструктивних елементів у результаті практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів (одночасно з рис. 11, б також впливає, що у листі настилу ортотропної плити над боковими стінками головної балки прогонової будови присутні неістотні хвилеподібні коливання значень нормальних напружень, викликані умовами взаємодії листа та бокових стінок.

Виняток із зазначеного становить тільки зона завширшки біля 0,5 – 0,7 м, яка прилягає до тротуару і простягається за всією довжиною естакади через шлюзи (рис. 1, 2). А особливість цієї зони зводиться до того, що на ній, на відміну від усіх інших елементів прогонової будови автопроїзду, в значній мірі присутня нерівномірна корозія металу конструктивних елементів (зокрема, у вигляді

плям, виразок, пітингу тощо), викликана впливом дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протижелезних соляних сумішей (у зимовий період), які потрапляють на неї шляхом стікання по нахилений верхній площині ортотропної плити (рис. 3) із подальшим накопиченням біля бордюру у вигляді калюж і, як наслідок, просочуванням у її (плити) внутрішній простір. Через це у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану (не зважаючи на їх не надто суттєві значення) збільшується приблизно у 1,5 – 2 рази і досягає 16 – 20%, про що виразно свідчить рис. 11.

7. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ З ВИКОРИСТАННЯМ КОЕФІЦІЄНТА РЕДУКЦІЇ

Звернемо увагу на те, що загальні положення винесеної у назву даного розділу методики викладені у чинному нормативному документі [3], а її деталізація і послідовність застосування стосовно конкретного прикладу прогонової будови із ортотропною сталеву плитою проїзної частини існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС – у роботах авторів [8 – 10]. Із урахуванням цього в даній статті згадана методика повторно не викладається, проте якщо у читачів все ж таки виникне бажання з нею ознайомитися, вони можуть достатньо легко звернутися до перелічених публікацій.

8. Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції

Розрахунок ортотропних плит прогонової будови зазвичай проводиться у два прийоми (переважно з метою порівняння отриманих результатів): спочатку застосовується інженерно-аналітичний метод, а потім – чисельний (як правило, метод скінченних елементів) [3]. З огляду на це спершу дослідження прогонової будови з ортотропною плитою естакади через шлюзи проведені з використанням коефіцієнта редукції ширини полиці β , який знаходиться у функціональній залежності від ефективної ширини полиці b_{eff} . Оскільки, як зазна-

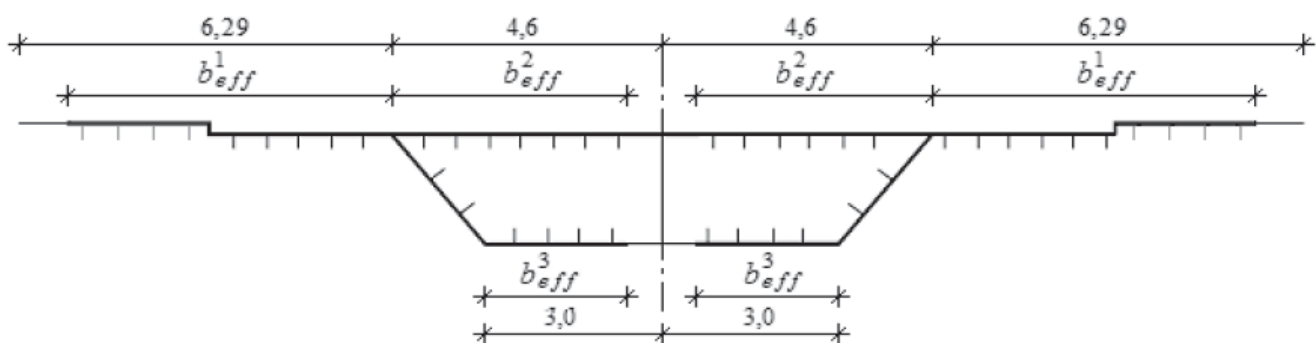


Рисунок 13 – Поперечний переріз прогонової будови із зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – консольна плита (ділянка N 1); 2 – внутрішня плита верхня (ділянка N 2); 3 – внутрішня плита нижня (ділянка N 3)



чено в [3], задля визначення параметру b_{eff} при пружній роботі конструкції від навантаження не відіграє жодної ролі, то з метою спрощення обчислення нормальних напружень доцільно використовувати власну вагу прогонової будови. Що ж стосується безпосередньо коефіцієнтів редукції, то для їх підрахунку перерізи епюр нормальних напружень у листі прогонової будови необхідно робити в характерних точках – на опорах та у чвертях прогонів, а схему з позначенням розрахункових ділянок цих коефіцієнтів у поперечному перерізі прогонової будови представляти у зображеному на рис. 13 вигляді.

Побудовані у такий спосіб графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови представлені на рис. 14.

Перейдемо наразі до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте, перш ніж безпосередньо приступити до дослідження коефіцієнта редукції ширини полиці, спочатку звернемося до самих цих результатів із метою виявлення й узагальнення найменших нюансів роботи конструктивних елементів прогонової будови під навантаженням. Насамперед розглянемо розподілення вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок, ізополя яких представлено на рис. 15 – 17.

Як видно з рис. 15, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду має одну зону вертикальних переміщень, а саме прогин донизу. В районі опорних діафрагм та сталевих колон значен-

ня переміщень майже дорівнюють 0 мм, що цілком зрозуміло. Між колонами лист настилу прогинається донизу з максимальними значеннями прогину до 12 мм. З огляду на вказане слушно зауважити, що зважаючи на неістотність цих переміщень їх характер точніше можна визначити навіть не як вигин листа настилу, а як майже непомітну зміну його проектного положення. Що ж стосується характеру розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 16), вкажемо на те, що лист настилу зазнає стиснення в прогонах між колонами та опорними діафрагмами із коливаннями значень напружень: від $\sigma_x = 30$ кгс/см² до $\sigma_x = 537$ кгс/см². А в місцях розташування опорних діафрагм та сталевих колон є наявними напруження розтягу, які знаходяться в межах від $\sigma_x = 70$ кгс/см² до $\sigma_x = 1083$ кгс/см². Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується симетричний напружений стан (рис. 17), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок незначних за значеннями напружень стиску (у межах до $\tau_{xy} = 985$ кгс/см²) і розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 1043$ кгс/см²).

Побудовані шляхом опрацювання представлених вище результатів чисельного методу розрахунку графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (схема яких наведена на рис. 18) зображені на рис. 19. Зауважимо, що особливість цього рисунку (у порівнянні з результатами інженерного розрахунку на рис. 14) полягає у трьох додаткових графіках β_4 , β_5 і β_6 для верхньої правої консольної плити, а також для внутрішніх верхньої і нижньої ділянок

плити. Останнє є наслідком того, що згідно методики [3] коефіцієнти редукції для внутрішніх ділянок ортотропної плити вважаються однаковими, тоді як при використанні чисельного розрахунку отримуються різні значення, що пов'язано, по-перше, з кривизною прогонової будови в плані й, по-друге, з несиметричністю завантаження прогонової будови складовими тимчасового навантаження (рис. 6).

Одночасно в таблицях 2 – 5 із метою оцінювання близькості отриманих із застосуванням інженерно-аналітичного (для якого в таблицях прийнято позначення I) та чисельного (який у таблицях позначено як II) методів розрахун-

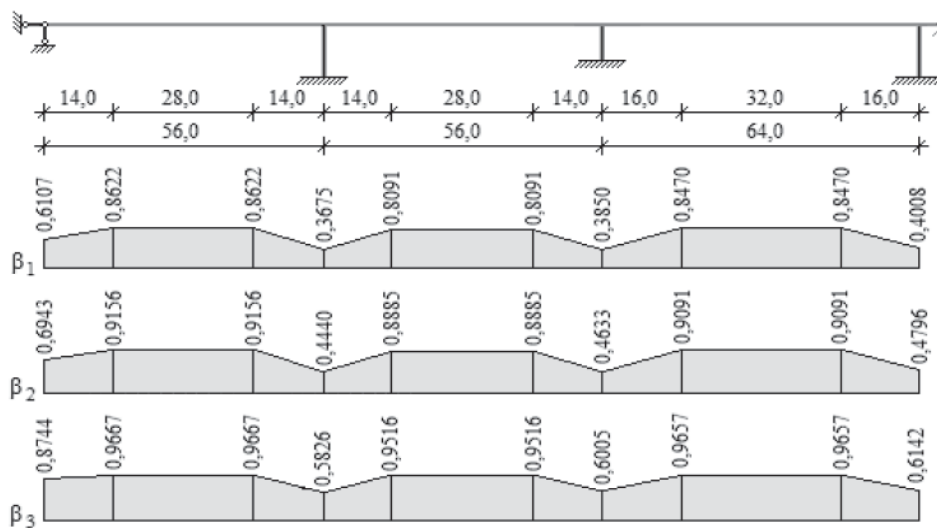


Рисунок 14 – Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [3] (розміри ділянок прогонової будови естакади через шлюзи вказані по осі естакади)

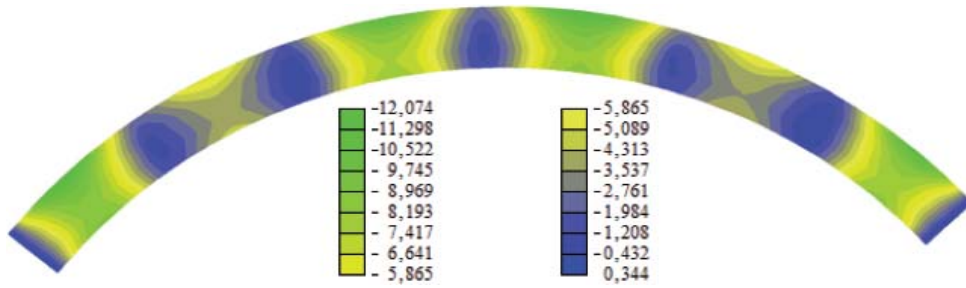


Рисунок 15 – Ізополя вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, мм

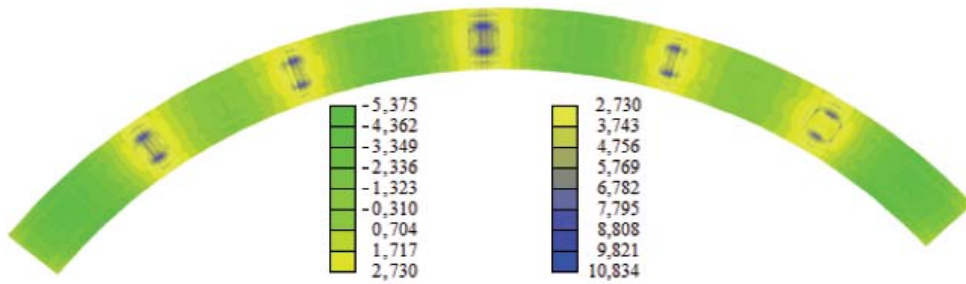


Рисунок 16 – Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см²

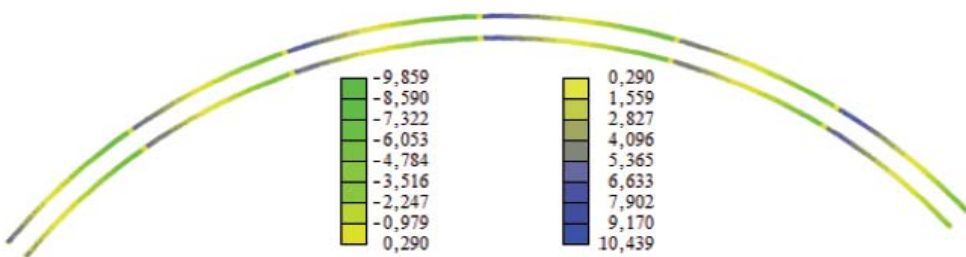


Рисунок 17 – Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок від постійного навантаження, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см²

ку результатів визначення коефіцієнта редукції β відображені відповідні дані для шістьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови на опорах і в прогонах й вказана різниця між ними. А задля кращого розуміння наведених у таблицях даних, привернемо увагу ще до того, що розташування розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови для двох методів розрахунку зображено на рис. 13 і 18, нумерація опор естакади через шлюзи міститься на рис. 1, а в таблицях 4, 5 для чисельного методу розрахунку представлено по дві величини коефіцієнтів редукції у різних чвертях прогонів для кожного прогону.

Як засвідчують дані в таблицях 2, 3, коефіцієнти редукції, обчислені з використанням чисельного розрахунку й за Додатком «Д» [3] майже для всіх (за виключенням двох) надпорних ділянок ортотропної плити, достатньо суттєво відрізняються один від одного – від 10,75 до 56,2%. В той же час із таблиць 4, 5 випливає, що для прогонових ділянок ортотропної плити це відхилення загалом є меншим, а саме: для

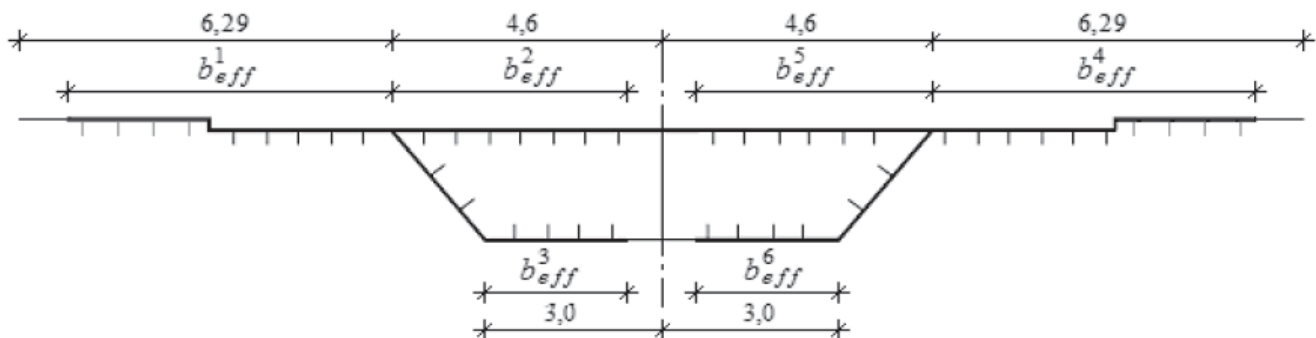


Рисунок 18 – Поперечний переріз прогонової будови з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – консольна плита ліва (ділянка N 1); 2 – внутрішня плита ліва верхня (ділянка N 2); 3 – внутрішня плита ліва нижня (ділянка N 3); 4 – консольна плита права (ділянка N 4); 5 – внутрішня плита права верхня (ділянка N 5); 6 – внутрішня плита права нижня (ділянка N 6)

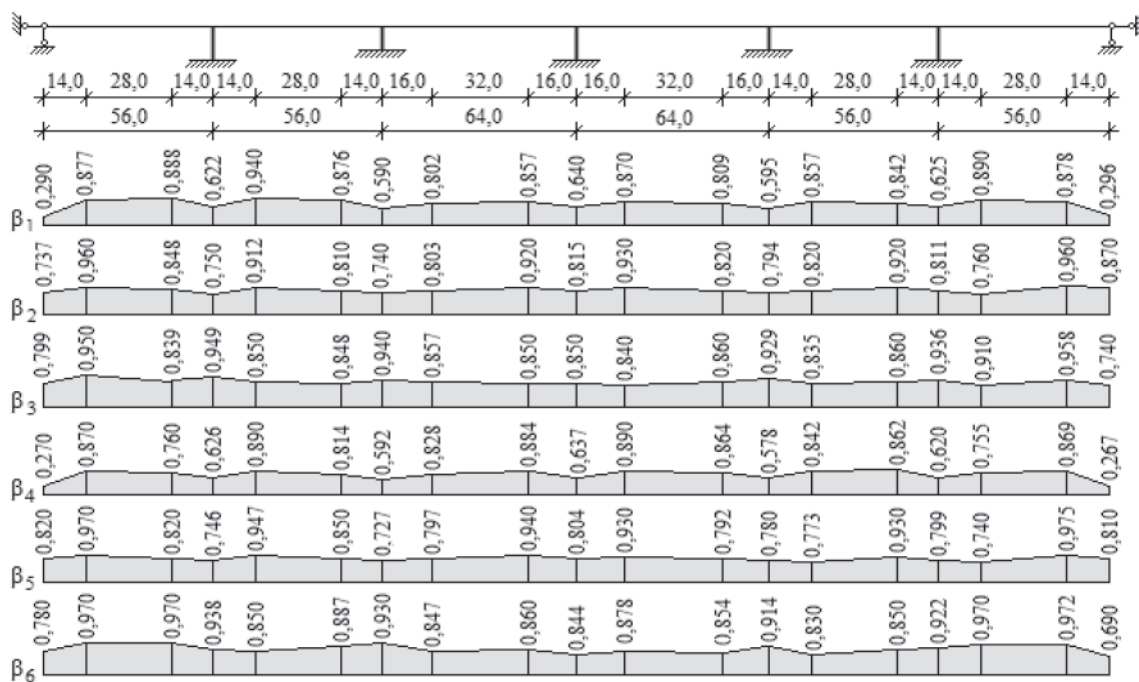


Рисунок 19 – Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням чисельного методу розрахунку (розміри ділянок прогонової будови естакади через шлюзи вказані по осі естакади)

Таблиця 2 - Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор №№ 0 – 3

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β											
	Опора № 0		Різниця, я, %	Опора № 1		Різниця, я, %	Опора № 2		Різниця, я, %	Опора № 3		Різниця, я, %
	I	II		I	II		I	II		I	II	
1	0,61	0,29	52,45	0,368	0,622	40,8	0,385	0,59	34,7	0,401	0,64	37,3
2	0,694	0,737	5,83	0,444	0,75	40,8	0,463	0,74	37,4	0,479	0,815	41,2
3	0,874	0,799	8,58	0,583	0,949	38,6	0,601	0,94	36,1	0,614	0,85	27,7
4	0,61	0,27	55,73	0,368	0,626	41,2	0,385	0,592	34,9	0,401	0,637	37,0
5	0,694	0,82	15,36	0,444	0,746	40,5	0,463	0,727	36,3	0,479	0,804	40,4
6	0,874	0,78	10,75	0,583	0,938	37,8	0,601	0,93	35,4	0,614	0,844	27,3

Таблиця 3 - Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор №№ 4 – 6

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Опора № 4		Різниця, %	Опора № 5		Різниця, %	Опора № 6		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,385	0,595	35,3	0,368	0,625	41,1	0,61	0,296	51,4
2	0,463	0,794	41,7	0,444	0,811	45,3	0,694	0,87	20,2
3	0,601	0,929	35,3	0,583	0,936	37,7	0,874	0,74	15,3
4	0,385	0,578	33,4	0,368	0,62	40,6	0,61	0,267	56,2
5	0,463	0,78	40,6	0,444	0,799	44,4	0,694	0,81	14,3
6	0,601	0,914	34,2	0,583	0,922	36,7	0,874	0,69	21,0



Таблиця 4 - Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для прогонів 0 – 1, 1 – 2, 2 – 3

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Прогін 0 – 1		Різниця, %	Прогін 1 – 2		Різниця, %	Прогін 2 – 3		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,862	0,888	3,02	0,809	0,94	16,19	0,847	0,857	1,18
		0,877	1,74		0,876	8,28		0,802	5,31
2	0,916	0,96	4,8	0,889	0,912	2,59	0,909	0,92	1,21
		0,848	7,42		0,81	8,89		0,803	11,66
3	0,967	0,95	1,79	0,952	0,85	12,0	0,966	0,857	12,72
		0,839	13,24		0,848	10,92		0,85	12,01
4	0,862	0,87	0,93	0,809	0,89	10,01	0,847	0,884	4,37
		0,76	11,83		0,814	0,62		0,828	2,24
5	0,916	0,97	5,89	0,889	0,947	6,52	0,909	0,94	3,41
		0,82	10,48		0,85	4,39		0,797	12,32
6	0,967	0,97	0,03	0,952	0,887	7,33	0,966	0,86	12,33
		0,97	0,03		0,85	10,71		0,847	12,32

Таблиця 5 - Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для прогонів 3 – 4, 4 – 5, 5 – 6

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Прогін 3 – 4		Різниця, %	Прогін 4 – 5		Різниця, %	Прогін 5 – 6		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,847	0,87	2,72	0,809	0,857	5,93	0,862	0,89	3,25
		0,809	4,49		0,842	4,08		0,878	1,86
2	0,909	0,93	2,31	0,889	0,92	3,49	0,916	0,96	4,8
		0,82	9,79		0,82	7,76		0,76	17,03
3	0,966	0,86	12,33	0,952	0,86	10,69	0,967	0,958	0,94
		0,84	13,04		0,835	12,29		0,91	5,89
4	0,847	0,89	5,08	0,809	0,862	6,55	0,862	0,869	0,81
		0,864	2,01		0,842	4,08		0,755	12,41
5	0,909	0,93	2,31	0,889	0,93	4,61	0,916	0,975	6,44
		0,792	12,87		0,773	13,05		0,74	19,21
6	0,966	0,878	10,02	0,952	0,85	12,0	0,967	0,972	0,52
		0,854	11,59		0,83	12,82		0,97	0,31



Таблиця 6 - Розрахункові значення нормальних і дотичних напружень в елементах головної балки прогонової будови

Абсциса поперечного перерізу прогонової будови, м	Елемент поперечного перерізу головної балки	Нормальні напруження σ_x , кгс/см ²		Різниця, %	Дотичні напруження τ_{xy} , кгс/см ²		Різниця, %
		I	II		I	II	
$x = 0;$ $x = 352,0$	стінка	–	–	–	1279	1195	6,5
$x = 28,0;$ $x = 324,0$	верхній пояс	997	861	13,6	–	–	–
	стінка	–	–	–	496	203	59,0
	нижній пояс	2269	1830	19,3	–	–	–
$x = 56,0;$ $x = 296,0$	верхній пояс	2003	1771	11,5	–	–	–
	стінка	–	–	–	1015	1304	22,1
	нижній пояс	2712	2702	0,4	–	–	–
$x = 84,0;$ $x = 268,0$	верхній пояс	572	516	9,7	–	–	–
	стінка	–	–	–	454	259	42,9
	нижній пояс	1513	1382	8,6	–	–	–
$x = 112,0;$ $x = 240,0$	верхній пояс	1932	1436	25,6	–	–	–
	стінка	–	–	–	1657	1106	33,2
	нижній пояс	2519	2190	13,0	–	–	–
$x = 144,0;$ $x = 208,0$	верхній пояс	842	729	13,4	–	–	–
	стінка	–	–	–	515	185	64,0
	нижній пояс	1687	1521	9,8	–	–	–
$x = 176,0$	верхній пояс	2160	1810	16,2	–	–	–
	стінка	–	–	–	1475	1186	19,5
	нижній пояс	2499	2091	16,3	–	–	–

Примітка: I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [3]; II – чисельний метод розрахунку

переважної кількості ділянок становить не більше 10 – 11%, а для інших – незначно перевищує це значення. Проте така розбіжність має доволі просте тлумачення, пов'язане з двома суттєвими конструктивними відмінностями між реальною конструкцією й тією, яка прийнята в Додатку «Д» [3] при застосуванні інженерно-аналітичного методу.

Перша з цих відмінностей полягає в тому, що в Додатку «Д» [3] будь-яка прогонова будова, незалежно від її конфігурації та геометричних параметрів, апроксимується у вигляді прямої балки

з проміжними опорами. На відміну від цього, кожен блок прогонової будови естакади через шлюзи є повернутим у плані відносно попереднього, створюючи у такий спосіб закінчену криволінійну споруду з радіусом кривини 200 м, що й призводить до досить істотного перерозподілу напружень порівняно з прямою в плані конструкцією. А друга відмінність зводиться до того, що проміжні опори естакади являють собою колони коробчастого поперечного перерізу з жорсткими вузловими з'єднаннями з прогоною будовою, які в Додатку «Д» [3] взагалі не розглядаються, що, в



результаті, вносить додаткові корективи у розподіл нормальних напружень в ортотропній плиті. І саме тому перелічені конструктивні відмінності й зумовлюють розбіжність в отриманих значеннях коефіцієнтів редукції. Навіть більше, це означає, що для нестандартних конструкцій, на кшталт естакади через шлюзи, реальні значення коефіцієнтів редукції можна визначити лише за результатами чисельних розрахунків.

До речі, вказаний висновок стосується обчислення й інших параметрів НДС прогонової будови естакади через шлюзи. Сказане підтверджують і дані таблиці 6, в якій згруповані результати розрахунків із використанням інженерно-аналітичного і чисельного методів розрахунку щодо нормальних і дотичних напружень в елементах її головної балки.

З даних, представлених у таблиці, чітко відслідковується, що визначені з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку нормальні й дотичні напруження в елементах головної балки прогонової будови мають більші значення порівняно з тими, які розраховані за допомогою чисельного методу. Наприклад, якщо ця різниця для нормальних напружень загалом не перевищує 14%, то у поперечних перерізах головної балки у крайніх прогонах і над двома проміжними опорами вона досягає величини 25,6%. Що ж стосується дотичних напружень, то тут присутня дещо інша ситуація, оскільки в цьому випадку різниця між результатами двох методів розрахунку помітно зростає, а її максимальна величина становить 64,0%.

На причинах такого розходження наразі зупинятися не будемо, тому що вони вже були розкриті вище. Однак звертаємо увагу на те, що отриманий результат зайвий раз підтверджує судження, що методика Додатку «Д» [3] є відчутно консервативною, а чисельний метод, завдяки можливості відображення в розрахунковій моделі конструктивних особливостей досліджуваних конструкцій шляхом їх максимальної деталізації, дозволяє отримувати значно якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків.

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ РОЗРОБОК

В статті продовжено започаткований та розвинений у попередніх публікаціях авторів [8 – 10] розгляд методологічних аспектів комплексного підходу до розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини та їх прикладання до дослідження реальних мостових споруд. В якості об'єкту дослідження (на відміну від робіт [8 – 10]) прийнято прогонову будову існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС, розрахункова модель якої створена з урахуванням дійсного

технічного стану конструктивних елементів на основі результатів виконаних інженерних обстежень. Визначено коефіцієнти редукції шляхом застосування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного (скінченних елементів) методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок. Виконано порівняння отриманих результатів та надані рекомендації щодо застосування методів розрахунку.

Нові результати і, як наслідок, сформульовані на їх базі рекомендації полягають в наступному:

1. Розрахункове оцінювання мостових споруд у неодмінному порядку слід здійснювати з оглядом на їх дійсний технічний стан, встановлений за результатами проведених інженерних обстежень.
2. При побудові скінченно-елементної моделі мостових конструкцій врахування визначених під час виконання інженерних обстежень дефектів, пошкоджень і руйнувань конструктивних елементів внаслідок їх значної кількості рекомендується проводити не прямим їх відтворенням, а опосередковано – коригуванням товщини скінченних елементів у залежності від існуючої відповідної «вади» зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів. Причому величину цього коригування слід визначати усереднюючи наявні «вади» по поверхні конструктивного елемента.
3. При проведенні досліджень мостових споруд, які мають набуті під час експлуатації дефекти, пошкодження і руйнування, а також тих, яким властиві нестандартні конструктивні рішення, краще використовувати чисельні методи розрахунку з двох підстав. Перша з них полягає в тому, що тільки чисельні методи дозволяють досягти при побудові числової моделі максимально можливої деталізації конструкції і, як наслідок, отримати більш якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків; друга – пов'язана з відсутністю у чинній нормативній документації методик, які передбачали б врахування результатів інженерних обстежень конструктивних елементів мостових споруд і застосованих нестандартних конструктивних рішень, а тому визначені за допомогою цих методик результати призводять до великих похибок.
4. Оскільки дефекти, пошкодження і руйнування, які присутні в конструктивних елементах мостових споруд, що експлуатуються протягом багатьох десятиріч років,



- у значній мірі негативно впливають на роботу цих елементів під навантаженням, рекомендується з урахуванням результатів розрахунків розроблювати необхідні організаційні пропозиції (зокрема, щодо обмеження інтенсивності руху легкових автомобілів і громадського транспорту, спеціального режиму пропуску великогазових і великогабаритних транспортних засобів, постійного моніторингу технічного стану конструкцій тощо) з метою продовження термінів експлуатації мостових споруд і забезпечення їх безпеки до закінчення відповідних ремонтних робіт.
5. Через те, що обмеження інтенсивності руху транспортних засобів по мостовим спорудам на практиці завжди мають тимчасовий характер, слід проводити визначені під час виконання інженерних обстежень рекомендації з підсилення конструктивних елементів із дефектами, пошкодженнями й руйнуваннями якнайшвидше задля повернення їх первісної (проектної) несучої здатності.
 6. Зважаючи на те, що чинні нормативні документи не містять положень із розрахунку та проектування мостових споруд із урахуванням даних інженерних обстежень і нестандартних конструктивних рішень, рекомендується доповнювати ці нормативні документи відповідними розділами.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 19282-73. Сталь низколегированная толстолистовая и широкополосная универсальная. Технические условия. Москва: ГК стандартов Совета Министров СССР, 1973. 9 с.
2. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження і впливи. Мости та труби. Київ: Мінрегіон України, 2009. 66 с.
3. ДБН В.2.3-26:2010. Споруди транспорту. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. Київ: Мінрегіон України, 2011. 195 с.
4. Киреенко В.И. (Заявитель ГПИ «Укрпроектстальконструкция»). Стыковое соединение металлических ортотропных плит настила проезжей части моста. – А. С. № 431279 (СССР). Официальный бюллетень ГК СССР по делам изобретений и открытий. 1974. № 21. С. 126.
5. СНиП II-Д.7-62. Мосты и трубы. Нормы проектирования. Москва: Госстрой СССР, 1963. 70 с.
6. СН 200-62. Технические условия проек-

тирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. Москва: Госстрой СССР, 1962. 328 с.

7. Шимановський О. В., Шалінський В.В. Щодо обстеження естакади через шлюзи автодорожного переходу по гідротехнічних спорудах Дніпровської ГЕС. Промислове будівництво та інженерні споруди. 2021. № 2. С.30 - 35.
8. Шимановський О. В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Напружений стан ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського / Під загальною редакцією члена-кореспондента НАН України, заслуженого діяча науки і техніки України, доктора технічних наук, професора О. В.Шимановського. Київ: Видавництво «Сталь», 2020. Вип. 25 - 26. С. 4 - 38.
9. Шимановський О. В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Особливості розрахунку та роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини з урахуванням їх дійсного технічного стану. Промислове будівництво та інженерні споруди. 2020. № 3. С.2 - 16.
10. Шимановський О. В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Закономірності впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень на технічний стан мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. Промислове будівництво та інженерні споруди. 2021. № 2. С.3 - 18.

REFERENCES

1. GOST 19282-73. (1973) Low-alloyed plate strip universal steel. Specifications. – Moscow: USSR National Committee on Standards at the Cabinet of Ministers.
2. DBN V.1.2-15:2009. (2009) Loading and effects. Bridges and pipes. – Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing of Ukraine.
3. DBN V.2.3-26:2010. (2011) Bridges and pipes. Steel structures. Design guidelines. – Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing of Ukraine.
4. Kireienko V. I. (1974) (Applicant GPI «Ukrproektstalkonstruktsiya»). Butt joint of metal orthotropic deck plates for bridge carriageway decking. – Certificate of Authorship № 431279 (USSR) // Official Bulletin of the USSR State Committee for Inventions and Discoveries. № 21, 126.



5. SNIP II-D. 7-62. (1963) Bridges and pipes. Design rules. Moscow: State Committee of the USSR Council of Ministers for Construction.
6. SN 200-62. (1962) Technical specifications for design of railway, road and city bridges and pipes. Moscow: State Committee of the USSR Council of Ministers for Construction.
7. Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V. (2021) Regarding the survey of the overpass over gateways of the highway crossing on hydraulic structures of the Dnieper HPP. *Industrial Construction and Engineering Structures*, 2, 30 – 35.
8. Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V., Shimanovska M. O. (2020) Stress state of orthotropic deck plates of the carriageway of bridge superstructures considering the effect from operational defects and damage. *Proceedings of V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction*. Edited by the Corresponding Member of NAS of Ukraine, Honoured Worker of Science and Technology of Ukraine Dr. Sc. (Eng.), Prof. O. V. Shimanovsky. Kyiv: Publishing House «Stal», Issue 25-26, 4–38.
9. Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V., Shimanovska M. O. (2020) Peculiarities of calculation and operation of bridge superstructures with orthotropic deck plates of the carriageway considering their actual technical condition. *Industrial Construction and Engineering Structures*, 3, 2–16.
10. Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V., Shimanovska M. O. (2021) Patterns of influence of operational defects and damages on technical condition of bridge superstructures with orthotropic deck plates of the carriageway. *Industrial Construction and Engineering Structures*, 2, 3–18.

Стаття надійшла до редакції 28.10.2021 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-4>

УДК 691.544



ПУШКАРЬОВА К.К.

Д.т.н., проф., завідувач кафедри
будівельних матеріалів КНУБА
КНУБіА,
м. Київ, Україна
pushkarova.kk@knuba.edu.ua
тел. : 067-174-68-06,
ORCID: 0000-0001-7640-8625



ШЕЙНІЧ Л.О.

Д-р технічних наук, проф.,
зав. відділу, ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: schein@ndibk.gov.ua,
тел.: +38 (044) 249-38-41,
ORCID ID: 0000-0002-7684-9495



ГАДАЙЧУК Д.Р.

Аспірант кафедри будівельних
матеріалів КНУБА
КНУБіА,
м. Київ, Україна
067-349-97-86
danyl.starkon@gmail.com
тел. 067-349-0986;
ORCID: 0000-0001-7440-1219



КУШНІРОВА Л.О.

К.т.н., доц., доцент кафедри
будівельних матеріалів КНУБА
КНУБіА,
м. Київ, Україна
kushnierova.lo@knuba.edu.ua
тел. : (044)-245-48-31,
ORCID: 0000-0003-0759-4553



МАЗУР В.О.

Магістр кафедри будівельних
матеріалів КНУБА
КНУБіА,
м. Київ, Україна
mazur2014@gmail.com
тел. : (044)-245-48-31,
ORCID: 0000-0001-7211-4451

КРИСТАЛОХІМІЧНІ АСПЕКТИ ПРОЦЕСІВ СТРУКТУРОУТВОРЕННЯ БІЛОГО ПОРТЛАНДЦЕМЕНТУ В ПРИСУТНОСТІ НАНОКАРБОНАТНИХ ДОБАВОК

АННОТАЦІЯ

Досліджено вплив карбонатних добавок мікро- та нанорівня на формування фазового складу гідратних новоутворень. Для цього використовувався білий цемент, оскільки у порівнянні зі звичайним сірим портландцементом, за мінералогічним складом він є прикладом відносно чистої системи, в якій можна прослідкувати особливості гідратації окремих мінералів, в тому числі C_3S та C_3A і оцінити їх вплив на синтез міцності штучного каменю. В систему додавалися карбонатні добавки з різним ступенем дисперсності, в тому числі нанокarbonатні добавки різного агрегатно-

го стану (порошок, дисперсія). Для поліпшення формування структури штучного каменю та його фізико-механічних характеристик було застосовано пластифікатор на основі полікарбоксилатів MC PowerFlow 3100.

За результатами досліджень встановлено, що введення до складу білого портландцементу нанокarbonатних добавок сприяє стабілізації міцності у часі отриманого штучного каменю. Це відбувається за рахунок зміни складу новоутворень, а також їх габітусу, що має визначальний вплив на особливості мікроармування матриці



композиційного матеріалу.

Мікроскопічні дослідження показали, що при введенні нанокарбонату у вигляді порошку на ранніх стадіях твердіння відбувається утворення гексагональних гідроалюмінатів кальцію, які є підкладкою для направленої кристалізації пластинчастих гідросилікатів кальцію. При використанні нанокарбонату у вигляді дисперсії має місце гальмування процесу перекристалізації еtringіту в моносольфатну форму та утворення карбонатного еtringіту, що надалі виступає як підкладка для направленої кристалізації волокнистих гідросилікатів кальцію. Ці речовини сприяють мікроармуванню цементної матриці та забезпечують стабільний набір міцності штучного каменю у часі. При додаванні нанокарбонатних добавок, як у вигляді порошку, так і дисперсії в пізні терміни твердіння (після 28 діб) має місце новоутворення типу скоутиту, що гарантує стабільність міцності у часі, а також стійкість інших експлуатаційних властивостей отриманих матеріалів на їх основі.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: нанокарбонат, пластифікатор, гідратація, фазоутворення, гідроалюмінати, скоутит, еtringіт, епітаксія, міцність.

CRYSTALLO-CHEMICAL ASPECTS OF THE PROCESSES FOR STRUCTURE FORMATION OF WHITE PORTLANDCEMENT IN THE PRESENCE OF NANOCARBONATE ADDITIVES

ABSTRACT

The influence of micro- and nano-level carbonate additives on the formation of the phase composition of hydrated formations has been studied. White cement was used as a raw material, because compared to ordinary gray Portland cement, it is an example of a relatively pure system in which it is possible to trace the hydration of individual minerals, including C_3S and C_3A and evaluate their impact on the synthesis of artificial stone strength. Carbonate additives with different degrees of dispersion were added to the binder system, including nanocarbonate additives of different physical state (powder, dispersion). To improve the formation of the structure of artificial stone and its physical and mechanical characteristics, a plasticizer based on polycarboxylates MC Power Flow 3100 was used.

According to the results of research, it is established that the addition of nanocarbonate additives into the composition of white Portland cement contributes to the stabilization of the strength over time of the obtained artificial stone. This is due to changes in the composition of new forming, as well as their habit, which has a decisive influence on the features of microreinforcement of the composite material's matrix.

Microscopic studies have shown that with the addition of nanocarbonate in the form of powder in the early stages of hydration there is a directed formation

of hexagonal calcium hydroaluminates, which are the substrate for the directional crystallization of lamellar calcium hydrosilicates. With using nanocarbonate in the form of a dispersion, the process of recrystallization of ettringite into monosulfate form is inhibited and the formation of carbonate ettringite is directed, which further acts as a substrate for directional crystallization of fibrous calcium hydrosilicates which contribute to the microreinforcement of the cement matrix and provide a stable strength gain of artificial stone over time.

By adding nanocarbonate additives, both in powder form and dispersion in the late curing period (after 28 days) there is a new formation such as scawtite, which will ensure strength stability over time, and also other performance properties of the obtained materials based on them.

KEY WORDS: nanocarbonate, plasticizer, hydration, phase formation, hydroaluminates, scawtite, ettringite, epitaxy, strength.

ВСТУП

Широке використання пластифікуючих та мінеральних добавок в складі портландцементних в'язучих систем для отримання будівельних розчинів та бетонів з покращеними технологічними та експлуатаційними властивостями, в тому числі оздоблювальних матеріалів з високими декоративними характеристиками, не завжди є гарантією їх довговічності і тому потребує ретельного аналізу їх впливу на формування фазового складу гідратних новоутворень та оцінки їх стабільності у часі.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Попередні дослідження доводять ефективність використання для модифікації як білого, так і звичайного порландцементу, карбонатних добавок мікро- та нанорівня [1, 2]. Незважаючи на отримані позитивні результати щодо випробування міцності штучного каменю у часі, залишається відкритим питання довговічності та можливості зв'язування карбонатних сполук у термодинамічно стабільні речовини, подібні до тих, що зустрічаються у природі. Для відповіді на поставлені питання проаналізовано фазовий склад новоутворень продуктів гідратації окремих мінералів, що входять до складу портландцементу, а також різних видів портландцементів, включаючи білий, та проведено кристалохімічний аналіз можливості співіснування деяких гідратних фаз з оцінкою їх впливу на зміну міцності штучного каменю у часі.

Так, при вивченні особливостей взаємодії мінералу C_3A з нанокарбонатними добавками було встановлено можливість утворення карбонатного еtringіту [3], який сприяє направленому синтезу низькоосновних волокнистих гідросилікатних



фаз, в тому числі тобермориту.

При взаємодії C_3S з нанокарбонатними добавками було підтверджено, що останні сприяють проявленню нуклеаційного ефекту, тобто збільшенню центрів кристалізації гідросилікатних фаз [4]. Таким чином, аналізуючи вищенаведені дані, можна зробити висновок про кардинальну зміну процесу гідратації цементу в присутності нанокарбонатних добавок, що буде мати певний вплив на зміну кристаллохімії новоутворень, в тому числі на їх склад та габітус, а отже на міцність та довговічність отриманого штучного каменю.

Білий цемент, порівняно зі звичайним сірим портландцементом, за мінералогічним складом є прикладом відносно чистої системи, в якій можна прослідкувати особливості гідратації окремих мінералів, в тому числі C_3S та C_3A і оцінити їх вплив на синтез міцності штучного каменю.

Білий цемент - це портландцемент, виготовлений відповідно до стандарту ДСТУ Б В.2.7-257:2011. Внаслідок високого вмісту мінералу C_3A , білий портландцемент іноді може мати понижено морозо- та корозійну стійкість, наприклад, білий цемент, що випускається Щурівським цементним заводом (Росія) має вміст C_3A до 15%. В деяких цементах інших зарубіжних країн також відмічається підвищений вміст C_3A (наприклад, Holcim White, Cisma, табл.1).

Порівняно зі звичайним (сірим) портландцементом, білий цемент має масу позитивних властивостей, які тільки розширюють сферу його застосування. В той же час технології отримання клінкеру для білого цементу з мінімальним вмістом C_3A є досить складними і потребують використання мінералізаторів, які є токсичними і мають негативний вплив на екологію навколишнього середовища [5]. Нівелювати негативний вплив підвищеного вмісту C_3A в складі клінкеру для білого цементу вірогідно можливо за рахунок використання карбонатних добавок, в тому числі тонкомеленого вапняку [6] та наномодифікуючих добавок і усунення таким чином головної причини зниження міцності – «конверсії» гексагональних гідроалюмінатів (C_2AH_6 - C_4AH_{13}) в кубічні C_3AH_6 .

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Метою даної роботи є дослідження особливостей процесу структуроутворення при додаванні до білого портландцементу

Таблиця 1 - Мінералогічний склад білих портландцементів різних виробників

Торгова марка виробників цементу	Тип цементу	Мінералогічний склад клінкеру			
		C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
Alborg Portland	CEM I 52,5N	73,0	16,0	4,6	1,0
Holcim White	CEM I 52,5N	73,0	8,0	12,0	1,0
Cisma	CEM I 52,5N	55,8	25,0	11,8	0,6

ту нанокарбонатних добавок різної дисперсності (у вигляді дисперсії з розміром частинок до 300 нм) та порошку (розмір частинок до 50 мкм) при наявності полікарбоксилатного пластифікатора та встановлення доцільності їх введення для забезпечення найкращих умов синтезу міцності довговічного штучного каменю.

Дослідження проводили з використанням білого портландцементу (країна походження: Турція) Cisma EN197-1 I 42.5R з питомою поверхнею 4900 cm^2/g (за Блейном).

За даними рентгенофазового аналізу фазовий склад цементу включає наступні мінерали: C_3S ($d = 0,303; 0,277; 0,274; 0,261; 0,218; 0,198; 0,149$ нм); $C_{12}A_7$ ($d = 0,490; 0,380; 0,218; 0,160; 0,149; 0,114; 0,109$ нм); β - C_2S ($d = 0,279; 0,275; 0,261; 0,228; 0,196; 0,179$ нм) та C_3A ($0,68; 0,38; 0,35; 0,305; 0,278; 0,27; 0,227; 0,177$ нм) (рис.1).

Для поліпшення формування структури штучного каменю та його фізико-механічних характеристик було застосовано пластифікатор на основі полікарбоксилатів MC PowerFlow 3100 з молекулярною масою ПЕГ біля 3000 од. Як нанокарбонатну складову використано технічний продукт Норвежської фірми «Nordcalk» у вигляді порошку (розмір частинок 25...50 мкм) та дисперсії «Enrich C 50», основні характеристики якої наступні: середня густина – 1,45 g/cm^3 ; рН в дисперсії – 7...9;

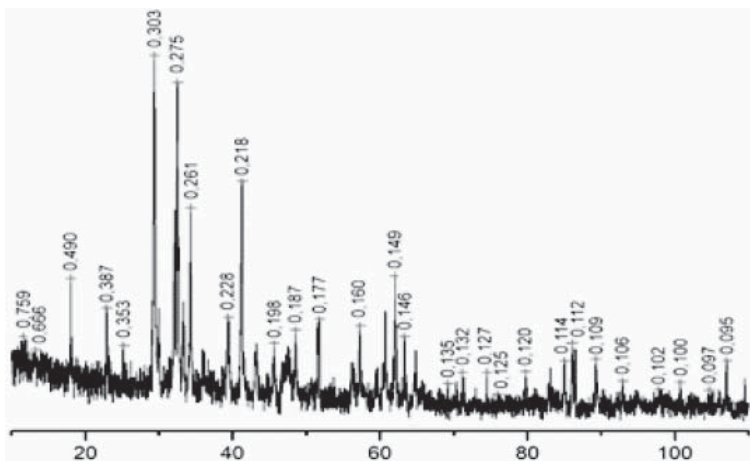


Рисунок 1 – Рентгенограма білого портландцементу



розмір частинок в дисперсії d50% –130 нм; d90% – 300 нм. Мінералогічний склад добавки, що представлена кальцитом, підтверджений результатами рентгенофазового аналізу.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ.

Нижче представлені результати фізико-механічного дослідження композицій, отриманих на основі вихідного білого портландцементу та з додаванням карбонатних добавок з різним ступенем дисперсності, в тому числі нанокарбонатної добавки різного агрегатного стану (порошок, дисперсія). Всі дослідження виконані з використанням цементного тіста нормальної густоти. Зразки-кубики розміром 2х2х2 см, що тверділи у воді протягом 3, 7, 28 та 90 діб були випробувані на стиск, результати випробування представлені у табл. 2.

При введенні пластифікатора в кількості (0,5...1%) від маси цементу на 3 добу має місце зниження міцності порівняно міцністю каменю, отриманого при звичайній гідратації білого цементу, що пов'язано з гальмуванням процесу гідратації і тільки при введенні пластифікатора в кількості до 1,5% від маси цементу має місце зростання ранньої міцності цементних композицій (табл.2)

За даними рентгенофазового аналізу (рис. 2) в фазовому складі продуктів гідратації дослідженої композиції можуть бути ідентифіковані $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ($d = 0,493; 0,263; 0,193; 0,179; 0,169; 0,149; 0,145; 0,131; 0,114; 0,106; 0,104; 0,101$ нм); CSH(II) ($d = 0,490; 0,307; 0,240; 0,20; 0,110; 0,104; 0,101$ нм); CSH(I) ($d = 0,53; 0,307; 0,280; 0,21; 0,153; 0,110$ нм); $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12 \text{H}_2\text{O}$ ($d = 0,488; 0,273; 0,245; 0,225; 0,206; 0,19; 0,187; 0,144$ нм); C_4AH_{13} ($d = 0,79; 0,54; 0,263; 0,227; 0,217; 0,205; 0,192; 0,188; 0,177; 0,169$ нм); C_3AH_6 ($d = 0,45; 0,337; 0,239; 0,168$ нм).

Таблиця 2 - Результати фізико-механічних випробувань досліджених композицій

Склад в'язучої речовини	Границя міцності при стиску, МПа, у віці, діб			
	3 доба	7 доба	28 доба	90 доба
БПц+В	80,2	87,1	106,2	78,5
БПц+Пл 0,5%	69,9	80,7	87,0	52,0
БПц+Пл 1%	70,2	87,0	87,3	69,7
БПц+Пл 1,5%	85,2	110,3	110,7	102
БПц+Пл 1%+Н 2.5% (Дисп.)	70,7	88,8	129,9	135
БПц+Пл 1%+Н 3.5% (Дисп.)	84,9	89,7	127,3	128,9
БПц+Пл 1%+Н 4.5% (Дисп.)	75,7	92,5	118,6	128,0
БПц+Пл 1%+Н 2.5% (Порош.)	86,2	90,8	107,5	85,7
БПц+Пл 1%+Н 3.5% (Порош.)	87,1	90,8	122,8	102
БПц+Пл 1%+Н 4.5% (Порош.)	80,2	89,7	107,2	105,5

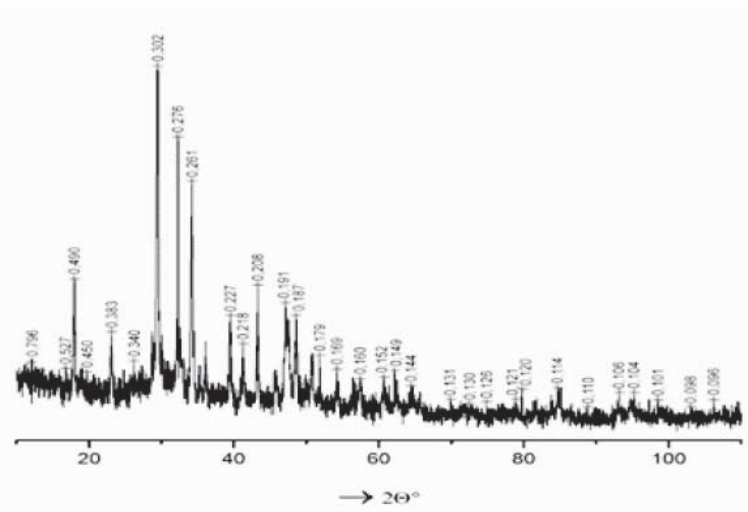


Рисунок 2 – Рентгенограма продуктів гідратації композиції на основі білого портландцементу, що містить 1% полікарбоксилатного пластифікатора після 28 діб твердіння



Саме утворення C_3AH_6 як результат поступової перекристалізації гексагональних гідроалюмінатів кальцію C_4AH_{13} може бути причиною тимчасового спаду міцності утвореного штучного каменю на пізніх термінах твердіння [6, 7].

В складі новоутворень присутні гексагональні пластинки гідрокарбоалюмінатів та гідроалюмінатів кальцію, а також має місце певне гальмування процесів структуроутворення гідросилікатних фаз, що може бути також поясненням зниження міцності штучного каменю на 28 добу в присутності 0,5...1% полікарбоксилатного пластифікатора (порівняно з міцністю штучного каменю без добавок) (табл.2). Внаслідок протікання процесів перекристалізації має місце спад міцності зразків на 90 добу, причому це явище відбувається як без додавання, так і в присутності пластифікатора.

При введенні до пластифікованої цементної композиції нанокарбонатних добавок різного агрегатного стану можна зазначити, що на ранніх термінах твердіння краще працює добавка у вигляді порошку, наприклад: на 3-ю добу

міцність таких зразків на 2...17 % перевищує міцність зразків, модифікованих нанокарбонатною дисперсією; на 7 добу показники міцності зразків при введенні нанокарбонатної добавки різного агрегатного стану майже не відрізняються, а на 28 добу найбільш міцними є зразки, що модифіковані нанокарбонатною дисперсією в кількості 2,5%. Ефект підвищення міцності порівняно з композицією без добавок становить майже 22%. При збільшенні кількості цієї добавки відповідно до 3,5 та 4,5% міцність зразків знижується на 2 % та 8,6% відповідно, в той час як при використанні нанопорошку на 28 добу маємо дещо кращі результати при дозуванні 3,5%, а відхилення від вказаної кількості в той чи інший бік призводить до зниження міцності зразків на 12,5%.

Ефективність дії нанокарбонатної добавки як у вигляді дисперсії, так і порошку, може бути пов'язана з фазовим складом продуктів гідратації дослідженої композиції, в складі якої після 28 діб твердіння за даними рентгенофазового аналізу можуть бути ідентифіковані (рис.3 а, б): $Ca(OH)_2$

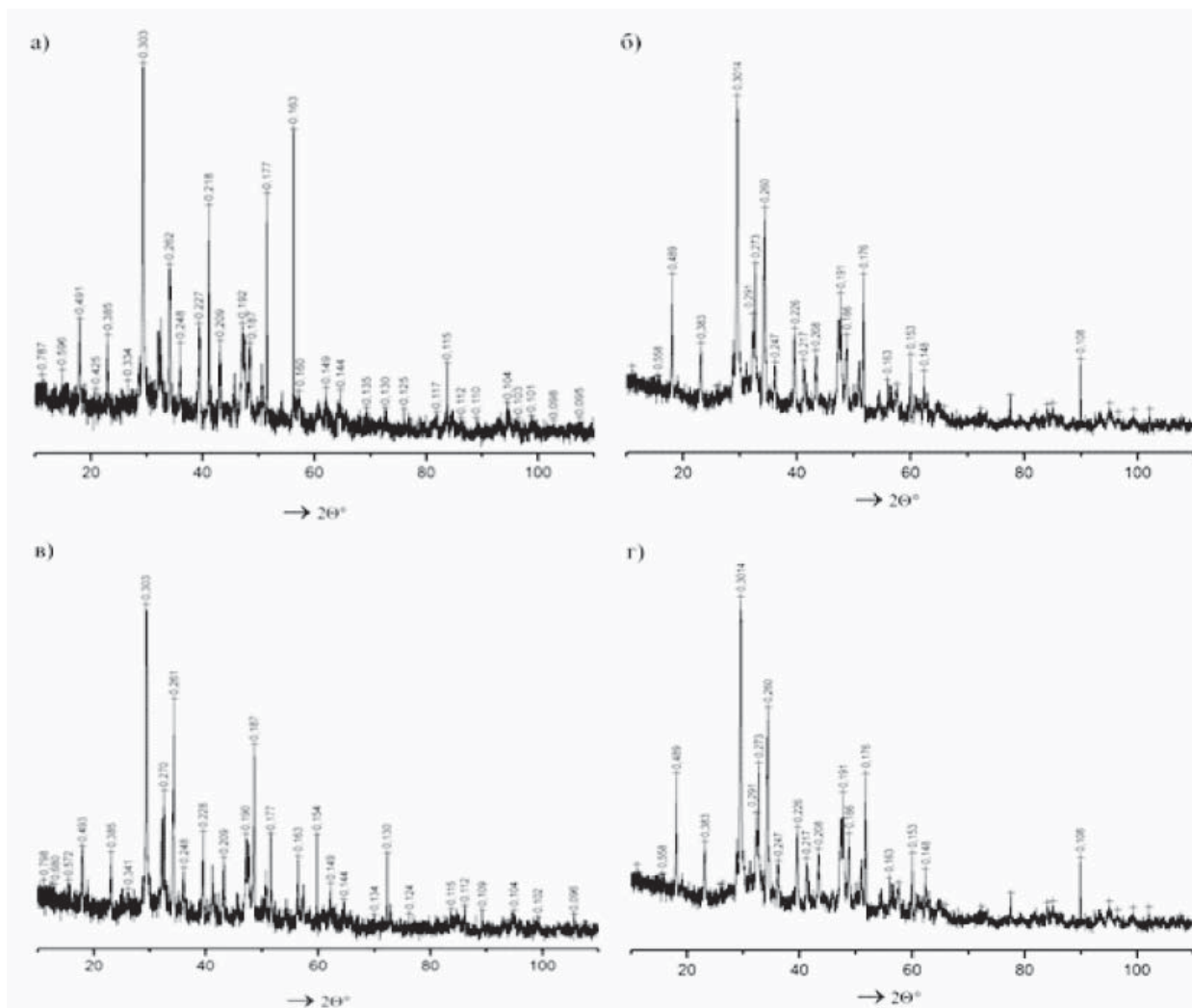


Рисунок 3 – Рентгенограми продуктів гідратації композиції на основі білого портландцементу, що містить пластифікатор 1% та 3.5% нано- $CaCO_3$ (у вигляді дисперсії (а,б) та порошку) (в,г) після 28 (а,в) та 90 (б,г) діб твердіння



($d = 0,493; 0,263; 0,193; 0,130$ нм); CSH(I) ($d = 0,307; 0,21; 0,183; 0,15; 0,112$ нм); CSH(II) ($d = 0,490; 0,493; 0,307; 0,280; 0,162; 0,115; 0,109; 0,104; 0,102$ нм); тоберморит 11,3А ($d = 0,56; 0,307; 0,270; 0,248; 0,228; 0,207; 0,176; 0,153; 0,143$ нм), а також ймовірно за рахунок переважання в мінералогічному складі цементу аліту в продуктах гідратації може бути присутній аналог природного мінералу - скоутит $\text{Ca}_7(\text{Si}_6\text{O}_{18})(\text{CO}_3) \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ($d = 0,303; 0,301; 0,277; 0,227; 0,207; 0,193; 0,176; 0,163; 0,148$ нм), що свідчить про хімічну взаємодію гідросилікатної фази з карбонатною складовою. Результати наведених досліджень щодо можливості утворення скоутиту збігаються з результатами [8].

Слід зазначити, що в присутності нанокарбонатних добавок, особливо у вигляді дисперсії, затримується перекристалізація еtringіту (рис.3) ($d = 0,388; 0,302; 0,271; 0,261; 0,248; 0,22; 0,208; 0,189$ нм) у моносulfатну форму $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ($d = 0,488; 0,273; 0,245; 0,225; 0,19; 0,187; 0,144$ нм), що підтверджує результати про конкурентність сульфатних та карбонатних добавок відносно взаємодії з мінералами портландцементного клінкеру [9].

Порівняння фазового складу продуктів заростання пор штучного каменю свідчить про інтенсивність кристалізації волокнистих гідросилікатів кальцію, чому сприяє гальмування процесу перекристалізації еtringіту та можливе утворення карбонатного еtringіту [3, 10],

що так чи інакше буде слугувати підкладкою для кристалізації гідросилікатних фаз.

Саме затримання процесу перекристалізації еtringіту в моносulfатну форму [12] сприяє інтенсифікації процесу утворення волокнистих гідросилікатних фаз, що підтверджується результатами електронної растрової мікроскопії (рис. 4) та пояснює стабільний рост міцності штучного каменю за рахунок його мікроармування.

При введенні карбонатних добавок різного агрегатного стану до складу цементних композицій зміню характеру новоутворень, а саме габітусу гідратних сполук дуже чітко можна прослідкувати по виду порової структури та інтенсивності зарощування пор (рис. 4). Так, при гідратації білого цементу тільки в присутності полікарбоксилатного пластифікатора має місце утворення переважно пластинчастих гідратних фаз (рис.4 а), а при введенні пластифікатора разом з нанокарбонатною дисперсією переважають гідратні структури волокнистої форми, в той час як при використанні нанокарбонату у вигляді порошку (при одному і тому є збільшенні) діаметр пор є значно меншим і зарощування їх відбувається як пластинчастими, так і волокнистими гідросилікатними фазами.

За даними комплексного фізико-хімічного аналізу при введенні до складу білого цементу нанокарбонатної добавки у вигляді порошку в складі новоутворень, крім волокнистих гідросилікатів, зафіксовані гексагональні пластинки алюмінієв та гідрокарбоалюмінієв

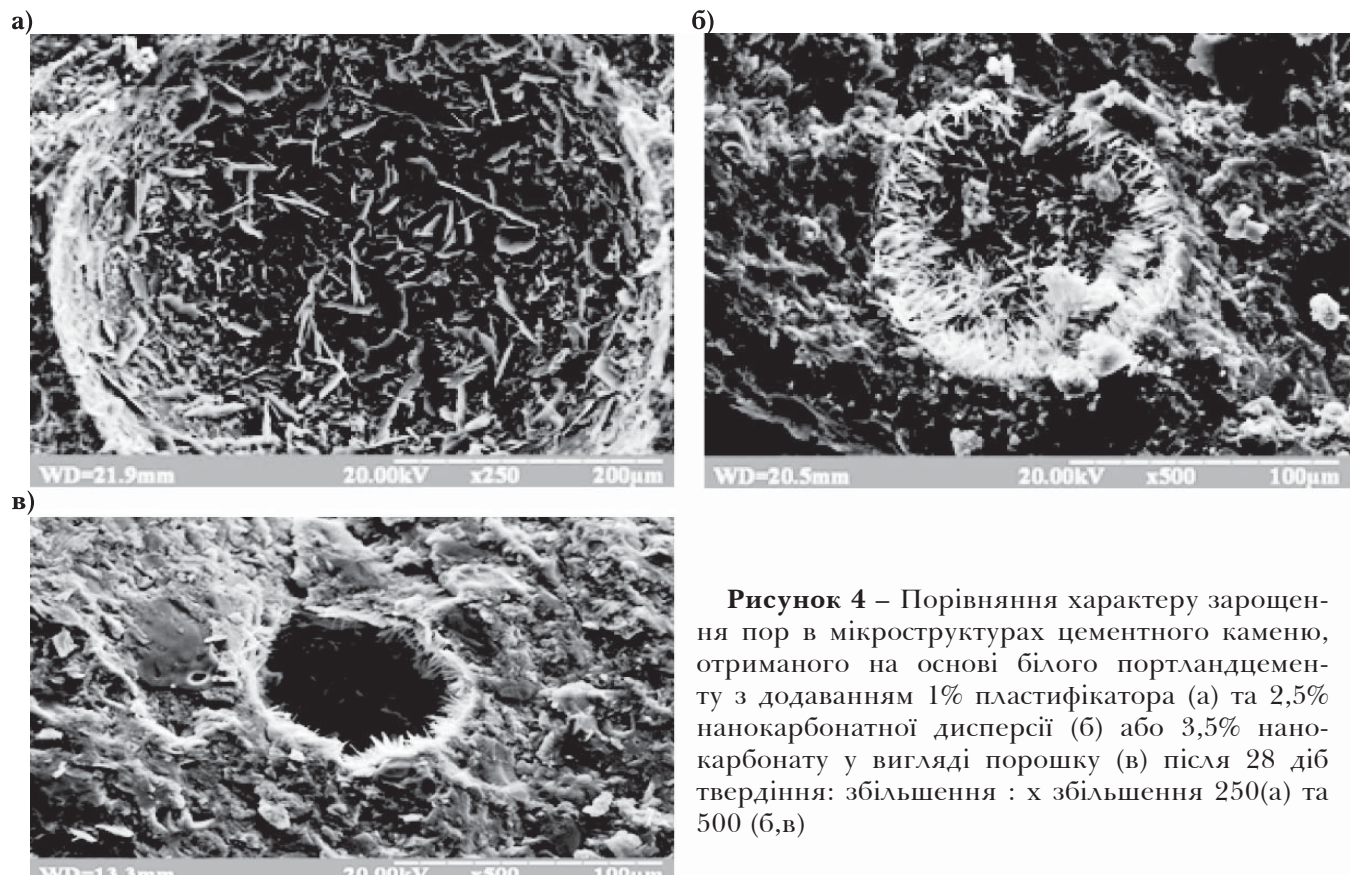


Рисунок 4 – Порівняння характеру зарощення пор в мікроструктурах цементного каменю, отриманого на основі білого портландцементу з додаванням 1% пластифікатора (а) та 2,5% нанокарбонатної дисперсії (б) або 3,5% нанокарбонату у вигляді порошку (в) після 28 діб твердіння: збільшення : х збільшення 250(а) та 500 (б,в)

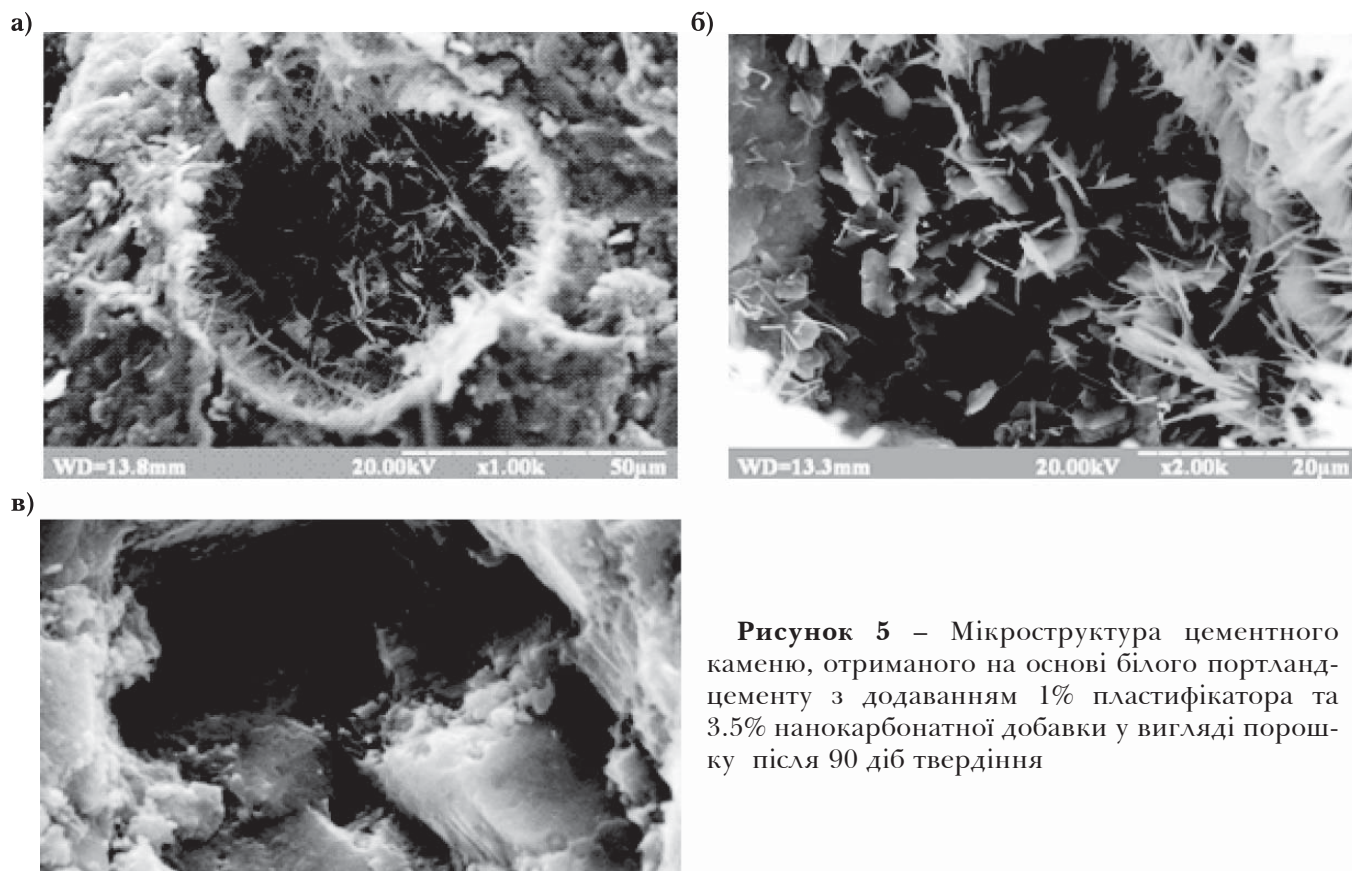


Рисунок 5 – Мікроструктура цементного каменю, отриманого на основі білого портланд-цементу з додаванням 1% пластифікатора та 3.5% нанокарбонатної добавки у вигляді порошку після 90 діб твердіння

кальцію $C_3A \cdot CaCO_3 \cdot 12 H_2O$, що є підкладкою для кристалізації шаруватих (пластинчастих) гідросилікатних сполук, подібних до тобермориту (рис.5). Останні в свою чергу можуть слугувати підкладкою для направленої кристалізації скоутиту, формування якого досить чітко видно на зразках з терміном твердіння більше 90 діб.

Результати електронної мікроскопії збігаються з результатами рентгенофазового аналізу (рис.3 в,г). При введенні нанокарбонатних добавок як у вигляді дисперсії, так і порошку в складі новоутворень крім гідросилікатних фаз CSH(I); CSH(II); тобермориту 11,3A ($d = 0,56; 0,307; 0,270; 0,248; 0,228; 0,207; 0,176; 0,153; 0,143$ nm), також зафіксовано $Ca(OH)_2$ ($d = 0,493; 0,263; 0,193; 0,130$ nm) та скоутит $Ca_7(Si_6$

$O_{18})(CO_3) 2 H_2O$ ($d = 0,303; 0,301; 0,277; 0,227; 0,207; 0,193; 0,176; 0,163; 0,148$ nm).

Порівняння рентгенограм (рис.3 а, в) дозволяє зазначити, що в разі використання нанокарбонатної дисперсії інтенсивність основних дифракційних відображень скоутиту ($d = 0,277; 0,207; 0,176; 0,163$ nm) значно більша, ніж при введенні нано-добавки у вигляді порошку. Зв'язування карбонатної складової в гідросилікатні фази типу скоутиту є гарантією довговічності синтезованого штучного каменю. В той же час, як свідчать результати експериментальних досліджень, що підтверджуються результатами термодинамічних розрахунків, при введенні до складу різних видів цементів мікрокарбонатних добавок (як прави-

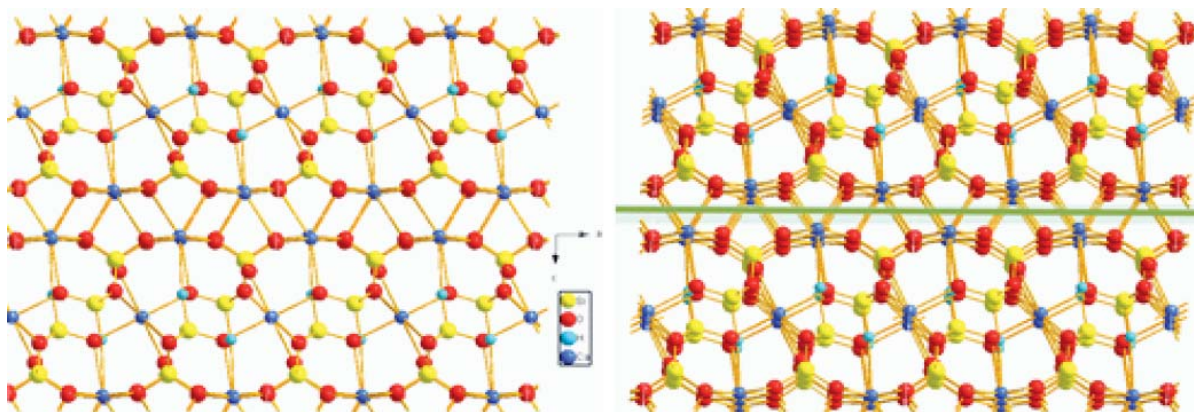


Рисунок 6 – Кристалічна структура тобермориту 11 Å вздовж осі b

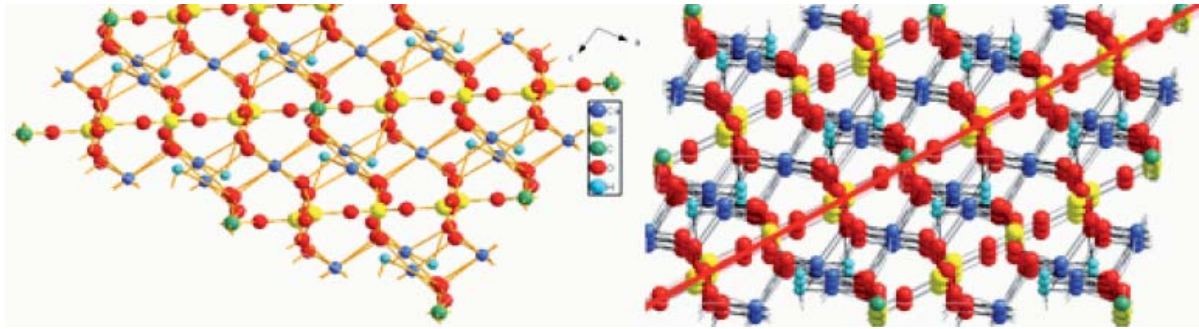


Рисунок 7 – Кристалічна структура скоутиту вздовж осі b

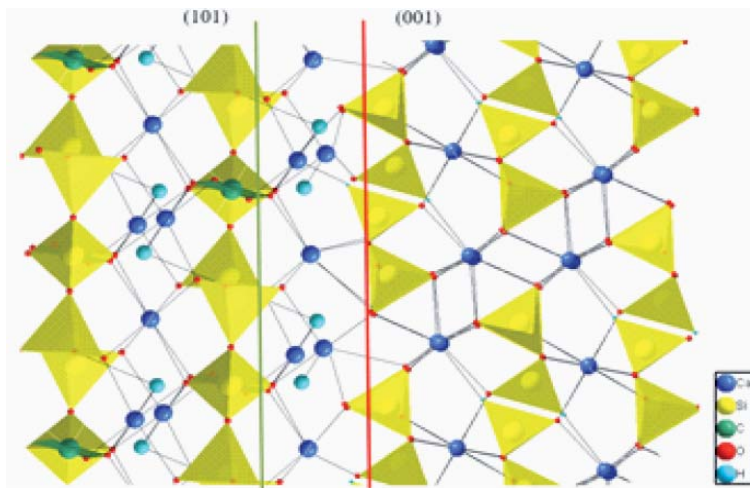


Рисунок 8 – Схема вірогідного зрощення кристалів скоутиту (ліворуч) та тобермориту (праворуч). Атоми: Ca – синій, C – зелений (в центрі координаційного поліедра – рівносторонній трикутник), Si – жовтий (в центрі координаційного поліедра – тетраedr), O – червоний, H – блакитний.

ло, тонкомеленого вапняку) має місце утворення переважно гідрокарбоалюмінатів кальцію, які є нестабільними у часі і розпадаються з утворенням карбонату кальцію у вигляді ватеріту та гідроксиду алюмінію [12]. Дане явище зазвичай є причиною нестабільності міцності в часі штучного каменю.

Для підтвердження можливості синтезу та наступного зрощення вищевказаних гідросилікатних фаз, розглянемо їх кристалічну будову та ймовірну схему зрощення.

Кристалічна структура тобермориту 11 Å моноклінної сингонії має параметри елементарної комірки $a = 6,735$, $b = 7,385$, $c = 22,487$ Å, $\gamma = 123,25^\circ$. Загальні структурні особливості являють собою нескінченні шари, паралельні (001), утворені семикратно-скоординуваними поліедрами кальцію (рис. 6) та тетрадричними ланцюгами, типу воластоніту, що йдуть уздовж осі b та пов'язують воєдино сусідні шари кальцію [13].

Скоутит має шарувату кристалічну структуру моноклінної сингонії: $a = 6,631$, $b = 15,195$, $c = 10,121$ Å, $\gamma = 100,59^\circ$. Складається з трикутників

[CO₃], які поділяють шар з кільцями [Si₆O₁₈] і другий шар з багатогранниками [CaO]. Другий шар має простір для розміщення атомів H⁺ молекули H₂O (рис. 2). Тобто структура шарувата паралельно (101) уздовж осі b, з високо-координаційними поліедрами і карбонатними групами в одному прошарку і силікатними групами з низько-координаційними поліедрами в іншому [14].

З вищесказаного можна зробити висновок про подібність кристалічних структур тобермориту і скоутиту, в яких шари розташовані уздовж осі b. Довжина зв'язку Ca – O в обох структурах змінюється в межах 2,37 – 2,63 Å. Значна кількість карбонатних аніонів може впроваджуватися в структуру тобермориту по кристалічній площині (001) з можливістю утворення кристалічної площини (101) скоутиту (рис. 8) та подальшим формуванням структури мінерала [15]. Тобто утворення скоутиту на основі тобермориту відбувається за

наступною схемою $\text{Tobermorite} + \text{calcite} \rightarrow \text{scautite} + \text{H}_2\text{O}$, запропонованою авторами [16].

ВИСНОВКИ:

1. Введення до складу білого портландцементу нанокарбонатних добавок сприяє стабілізації міцності у часі отриманого штучного каменю. Це відбувається не тільки за рахунок зміни складу новоутворень, але й їх габітусу, що має визначальний вплив на особливості мікроармування матриці композиційного матеріалу.

2. При введенні до пластифікованої цементної композиції нанокарбонатних добавок різного агрегатного стану на ранніх термінах твердіння краще працює добавка у вигляді порошку, а на 28 добу найбільш міцними є зразки, що модифіковані нанокарбонатною дисперсією в кількості 2,5%. Ефект підвищення міцності порівняно з бездобавочною композицією становить майже 22%.

3. Показано, що при введенні відносно грубодисперсних карбонатних частинок, представлених нанокарбонатом у вигляді порошку (розмір частинок 20...50 мкм), на ранній стадії твердіння



має місце направлене утворення гексагональних гідроалюмінатів кальцію, які є підкладкою для направленої кристалізації пластинчастих гідросилікатів кальцію.

4. При використанні в якості карбонатної добавки дисперсії з розміром зерен до 300 нм має місце гальмування процесу перекристалізації етрингіту в моносольфатну форму та утворення карбонатного етрингіту, що надалі виступає як підкладка для направленої кристалізації волокнистих гідросилікатів кальцію. Це, в свою чергу, сприяє мікроармуванню цементної матриці та забезпечує стабільний набір міцності штучного каменю у часі.

5. При додаванні до складу білого портландцементу нанокарбонатних добавок, як у вигляді порошку, так і дисперсії, в пізні терміни твердіння (після 28 діб) має місце їх зв'язування у термодинамічно стабільні сполуки типу скоутиту, що гарантуватимуть стабільність міцності у часі, а також стійкість інших експлуатаційних властивостей отриманих матеріалів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Кропивницька Т. П. Вплив карбонатних добавок на властивості портландцементу композиційного. Т. П. Кропивницька, М. А. Саницький, І. М. Гев'юк Вісник Національного університету "Львівська політехніка": Теорія і практика будівництва. 2013. № 755. С. 214–220. ISSN 0321-0499.
2. Пушкарьова К.К. Особливості модифікації портландцементу карбонатними добавками різного ступеня диспергації. Пушкарьова К.К., Каверин К.О., Гайдачук Д.Р. Зб. наук. праць «Будівельні матеріали, виробництва та санітарна техніка» Київ, 2019. № 60. С. 28-33. (ISSN 2413-7693)
3. Пушкарьова К.К. Особливості гідратації мінералу C3A в присутності нанокарбонатних добавок. Пушкарьова К.К., Гадайчук Д.Р., Кушнерова Л.О., Мазур В.О., Іонов Д.С. Зб. наук. праць «Будівельні матеріали, виробництва та санітарна техніка». Київ, 2019. № 60. (ISSN 2413-7693)
4. Пушкарьова К.К. Кристалохімічні аспекти процесу гідратації мінералу C3S в присутності нанокарбонатних добавок. Пушкарьова К.К., Гадайчук Д.Р., Кушнерова Л.О., Мазур В.О., Іонов Д.С. Зб. наук. праць «Будівельні матеріали, виробництва та санітарна техніка». Київ, 2019. № 60. С. 34-44. (ISSN 2413-7693)
5. Зубехин А.П., Голованова С.П., Кирсанова П.В. / под ред А.П.Зубехина. Белый портландцемент. Ростов на дону, 2004. 263 с.
6. Кузнецова Т.В. Алуминатные и сульфатоалюминатные цементы. Москва: Стройиздат, 1986. 208 с.
7. Кузнецова Т.В., Сычев М.М., Осокин А.П., Корнеев В.И., Судакас Л.Г. Специальные цементы: учебное пособие для вузов. Санкт-Петербург: Стройиздат, 1997. 313 с.
8. Бенштейн, Ю. И. Кристаллизация гидратных новообразований цементного камня на карбонатной подложке. Ю. И. Бенштейн. Труды МХТИ им. Д.И. Менделеева. Москва: МГУ, 1974. № 68. С. 16–22.
9. G.Kakali, S. Tsivilis, E. Aggeli, M.Bati, Hydration products of C3A, C3S and Portland cement in the presence of CaCO₃. Cement and Concrete Research, 30, 2000, 1073-1077.
10. Elmer T. Carlson and Horace A. Berman. (1960 Jul-Aug). Some Observations on the Calcium Aluminate Carbonate Hydrates. J Res Natl Bur Stand A Phys Chem., 64A(4), 333–341. Doi: 10.6028/jres.064A.032
11. Cao, M.; Ming, X.; He, K.; Li, L.; Shen, S. (2019). Effect of Macro-, Micro- and Nano-Calcium Carbonate on Properties of Cementitious Composites. A Review. Materials 2019, 12, 781. Doi: <https://doi.org/10.3390/ma12050781>
12. Carlson E.T. and Berman H.A. (1960 Jul-Aug). Some Observations on the Calcium Aluminate Carbonate Hydrates/ J Res Natl Bur Stand A Phys Chem.; 64A(4), 333–341.
13. S.MERLINO, E.BONACCORSI, T.ARMBRUSTER. (1999). Tobermorites: Their real structure and order-disorder (OD) character. American Mineralogist, Volume 84, 1613–1621.
14. JOEL D. GRICE. (2005). The structure of spurrite, tilleyite and scawtite, and relationships to other silicate-carbonate minerals. The Canadian Mineralogist, Vol. 43, 1489-1500
15. Сивков С.П. Термодинамический анализ фазообразования при твердении карбонатсодержащих цементов. С.П. Сивков. Цемент и его применение. 2009. №4. С. 112-115.
16. R. I. Harker. (1965). Scawtite and its synthesis. Volume 34, Issue 268, 232 – 236 Doi: <https://doi.org/10.1180/minmag.1965.034.268.18>

REFERENCES

1. Kropyvnytska T. P. (2013). The effect of carbonate additives on the properties of composite Portland cement. T. P. Kropyvnytska, M. A. Sanitsky, I. M. Gevyuk. Bulletin of the National University "Lviv Polytechnic": Theory and practice of construction, 755, 214-220.
2. Pushkarova K.K. (2019). Features of modification of Portland cement with carbonate additives of varying degrees of dispersion. Pushkarova K.K., Kaverin K.A., Gaidachuk D.R. Collection of scientific works



- "Building materials, products and sanitary equipment". № 60, 28-33.
3. Pushkareva K.K. (2019). Features of hydration of the C3A mineral in the presence of nanocarbonate additives. Pushkareva K.K., Gadaichuk D.R., Kushnerova L.A., Mazur V.O., Ionov D.S. Collection of scientific works "Building materials, products and sanitary equipment", № 60.
 4. Pushkarova K.K. (2019). Crystal chemical aspects of the hydration process of the C3S mineral in the presence of nanocarbonate additives. Pushkarova K.K., Gadaichuk D.R., Kushnerova L.A., Mazur V.O., Ionov D.S. Collection of scientific works "Building materials, products and sanitary equipment", № 60, 34-44.
 5. Zubekhin A.P., Golovanova S.P., Kirsanova P.V. (2004). In A.P. Zubekhin (Ed.), White Portland cement.
 6. Kuznetsova T.V. (1986). Aluminate and sulfoaluminate cements. Moscow: Stroyizdat.
 7. Kuznetsova T.V., Sychev M.M., Osokin A.P., Korneev V.Y., Sudakas L.G. (1997). Special cements: textbook for universities. St. Petersburg: Stroyizdat.
 8. Benshtein, Yu. I. (1974). Crystallization of hydrated new formations of cement stone on a carbonate substrate. Yu. I. Benshtein. Proceedings of the D. Mendeleyev University of Chemical Technology of Russia. Moscow: Moscow State University. № 68, 16-22.
 9. G.Kakali, S. Tsivilis, E. Aggeli, M.Bati, Hydration products of C3A, C3S and Portland cement in the presence of CaCO₃. Cement and Concrete Research, 30, 2000, 1073-1077.
 10. Elmer T. Carlson and Horace A. Berman. (1960 Jul-Aug). Some Observations on the Calcium Aluminate Carbonate Hydrates. J Res Natl Bur Stand A Phys Chem., 64A(4), 333-341. Doi: 10.6028/jres.064A.032
 11. Cao, M.; Ming, X.; He, K.; Li, L.; Shen, S. (2019). Effect of Macro-, Micro- and Nano-Calcium Carbonate on Properties of Cementitious Composites. A Review. Materials 2019, 12, 781. Doi: <https://doi.org/10.3390/ma12050781>
 12. Carlson E.T. and Berman H.A. (1960 Jul-Aug). Some Observations on the Calcium Aluminate Carbonate Hydrates/ J Res Natl Bur Stand A Phys Chem.; 64A(4), 333-341.
 13. S.MERLINO, E.BONACCORSI, T.ARMBRUSTER. (1999). Tobermorites: Their real structure and order-disorder (OD) character. American Mineralogist, Volume 84, 1613-1621.
 14. JOEL D. GRICE. (2005). The structure of spurrite, tilleyite and scawtite, and relationships to other silicate-carbonate minerals. The Canadian Mineralogist, Vol. 43, 1489-1500
 15. Sivkov S.P. (2009). Thermodynamic analysis of phase formation during hardening of carbonate-containing cements. Cement and its application, 4, 112-115.
 16. R. I. Harker. (1965). Scawtite and its synthesis. Mineralogical magazine and journal of the Mineralogical Society, Volume 34, Issue 268, 232 – 236 Doi: <https://doi.org/10.1180/minmag.1965.034.268.18>

Стаття надійшла до редакції 01.10.2021 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-5>

УДК 620.179.16



ГЛУХОВСЬКИЙ В.П.

Канд. техн. наук, зав. лаб.,
ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: gluhovsky@ndibk.gov.ua,
+38 (044) 249-37-27,
ORCID: 0000-0002-1342-7551



САМОЙЛЕНКО С.М.

Пров. інж., ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: s.samojlenko@gmail.com,
+38 (066) 497-49-62,
ORCID: 0000-0002-8517-6990



ГРИПАСЬ В.О.

Пров. інж., ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: gripas@ndibk.gov.ua,
+38 (044) 249-38-20,
ORCID: 0000-0002-6265-5729

ДОСЛІДЖЕННЯ ЯКОСТІ БЕТОНУ В КОНСТРУКЦІЯХ, ВИГОТОВЛЕНИХ ПРИ ВІД'ЄМНІЙ ТЕМПЕРАТУРІ НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

АНОТАЦІЯ

Представлено результати досліджень неруйнівними методами стану бетону восьми вертикальних залізобетонних конструкцій різної форми і масивності, виготовлених при від'ємній температурі навколишнього середовища з порушенням технології зимових робіт. Бетонна суміш укладалась на переохолоджену плиту перекриття, внаслідок чого утворилися дефекти в нижній контактній зоні обпирання пілонів і колон на плиту перекриття. Наявність дефектів потребувала проведення окремих досліджень як в конструкціях в цілому, так і в їх дефектних зонах.

Ультразвуковим методом було встановлено, що в більш масивних конструкціях (на висоті вище 50 см) міцність бетону на 28 добу досягла проектних значень. В тонкостінних пілонах

спостерігалась підвищена неоднорідність бетону при значно нижчій його міцності. Через три місяці міцність бетону в цих пілонах зросла приблизно на 20%, але залишилась нижчою від проектних показників, і засвідчила незворотність зміни структури бетону від дії від'ємної температури.

Акустичними вимірюваннями були визначені зони з порушенням зчеплення бетону з плитою перекриття у всіх восьми конструкціях. Границі дефектних зон (глибина тріщин) знаходились в межах від 8 см до 30 см. Найбільша тріщина була зареєстрована в колоні з круглим перерізом діаметром 100 см.

Детальні дослідження стану бетону в зонах примикання колон і пілонів до плити перекриття включали якісну (дефектоскопія) і



його кількісну (однорідність міцності) оцінки. Дефектоскопія бетону була виконана шляхом кольорової візуалізації розподілення швидкості ультразвуку по товщині конструкцій в точках сканування по сітці з квадратом 10 x 10 см. Перший рівень сканування знаходився на висоті 5 см від плити перекриття. Границя верхнього рівня становила 75 см. Дефектні ділянки були виявлені у всіх конструкціях на висоті до 10 см від плити перекриття. Вони характеризувались наднормативним коефіцієнтом варіації і швидкістю ультразвуку не характерною для важкого бетону. За цими показниками бетон в конструкціях на висоті до 10 см був визнаний дефектним.

Отримані результати засвідчили наслідки порушення технології зимових робіт і дозволили обґрунтувати рішення по забезпеченню експлуатаційної надійності конструкцій.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: бетон, від'ємна температура, неруйнівні методи, міцність, однорідність, дефекти.

ABSTRACT:

The results of studies by non-destructive methods of the state of concrete of eight vertical reinforced concrete structures of various shapes and massiveness, made at a negative ambient temperature in violation of the technology of winter work, are presented. The concrete mixture was laid on a supercooled floor slab, as a result of which defects were formed in the lower contact zone of the support of pylons and columns on the floor slab. The presence of defects required separate studies both in the structures as a whole and in their defective zones.

It was found by ultrasonic method that in more powerful structures (at a height above 50 cm), the strength of concrete on the 28th day reached the design values. In thin-walled pylons, an increased heterogeneity of concrete was observed at a significantly lower strength. Three months later, the strength of concrete in these pylons increased by about 20%, but remained below the design values, and testified to the irreversibility of changes in the structure of concrete from exposure to negative temperatures.

Acoustic measurements identified areas with poor adhesion of concrete to the floor slab in all eight structures. The boundaries of defective zones (crack depth) ranged from 8 cm to 30 cm. The largest crack was recorded in a column with a circular cross section 100 cm in diameter.

Detailed studies of the state of concrete in the areas where columns and pylons adjoin the floor slab included qualitative (defectoscopy) and its quantitative (strength uniformity) assessments. Concrete flaw detection was performed by color visualization of the distribution of ultrasound velocity over the thickness of structures at scanning points along a grid with a

square of 10 x 10 cm. The first scanning level was at a height of 5 cm from the floor slab. The upper level limit was 75 cm. Defective areas were found in all structures at a height of up to 10 cm from the floor slab. They were characterized by an excess coefficient of variation and the speed of ultrasound, which is not typical for heavy concrete. According to these indicators, concrete in structures at a height of up to 10 cm was recognized as defective.

The results obtained showed the consequences of violating the technology of winter work and made it possible to justify decisions to ensure the operational reliability of structures.

KEY WORDS: concrete, negative temperature, non-destructive methods, strength, homogeneity, defects.

ВСТУП

При виготовленні залізобетонних конструкцій в зимових умовах нормативними документами [1] передбачені спеціальні вимоги щодо виконання бетонних робіт при від'ємній температурі навколишнього середовища. Вони стосуються бетонної суміші і її транспортування, температури основи і арматурних стрижнів, способів вібрації і витримки бетону. Недотримання таких вимог призводить в тому числі до зменшення приросту міцності внаслідок негативного впливу від'ємної температури на структуру раннього бетону. Ступінь впливу залежить від кількості води у рідкій фазі у бетоні, частина якої перетворюється на лід.

Під час будівництва житлового висотного будинку у м. Києві у лютому 2021 р. неруйнівними методами досліджувалась якість бетону восьми монолітних вертикальних конструкцій (колон і пілонів) різної форми і масивності, виготовлених з порушенням технології зимових робіт.

Конструкції виконані з бетону з проєктним класом С32/40 при температурі навколишнього середовища в межах від мінус 130С до мінус 40С. Бетонна суміш укладалась на переохолоджену плиту перекриття. Обігрівання бетону починалось приблизно через годину після закінчення бетонування.

Внаслідок переохолодження бетонної суміші в контактній зоні примикання вертикальних конструкцій до плити перекриття відбулось порушення зчеплення бетону, що візуально проявилось у вигляді тріщин і раковин у цій зоні. Такий стан бетону потребував проведення досліджень його якості як в цілому в конструкціях, так і в дефектних зонах.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Порушення технології виготовлення залізобетонних конструкцій при від'ємній температурі навколишнього середовища може призвести до зміни структури раннього бетону. Її можна охарактеризувати заниженою міцністю,



підвищеною неоднорідністю і дефектністю бетону. Отримання такої інформації потребує проведення натурних досліджень різними методами неруйнівного контролю.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ полягала в отриманні інформації, що характеризує зміни в структурі бетону монолітних залізобетонних конструкцій, виготовлених при від'ємній температурі навколишнього середовища, для обґрунтування заходів по забезпеченню їх експлуатаційної надійності.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Наслідки негативного впливу від'ємної температури на стан бетону конструкцій потребували розділення досліджень на три етапи. На першому етапі визначалась міцність і однорідність бетону в цілому в конструкціях (на висоті вище 0,5 м). На другому – глибина тріщин в нижніх контактних зонах обпирання пілонів і колон на плиту перекриття. На третьому етапі проводилась дефектоскопія бетону в уражених зонах і кількісна оцінка його однорідності.

Роботи першого етапу проводились ультразвуковим методом згідно ДСТУ Б В.2.7-226 [2]. Вік бетону становив не менше 28 діб. Швидкість ультразвуку вимірювалась способом наскрізного прозвучування на трьох рівнях по висоті конструкцій (0,5 – 0,75 м, 1,25 – 1,5 м і 2,0 – 2,25 м).

При визначенні статистичних параметрів (середньої міцності бетону f_{cm} і коефіцієнта варіації V) за одиничне значення приймалась міцність бетону на ділянці випробувань [3]. За близькістю таких показників конструкції були об'єднані в окремі групи (табл. 1).

Було встановлено (табл. 1), що в більш масивних конструкціях №1-№6 (з мінімальним перерізом 600х600 мм) міцність бетону на висоті 50 см і вище відповідала проектним вимогам. В тонкостінних пілонах (№7, №8) з перерізом 250х900 мм спостерігалась підвищена неоднорідність бетону при значно нижчій його міцності. Таку відмінність можна пояснити недостатнім тепловиділенням у

тонкостінних конструкціях, необхідним для формування нормальної структури раннього бетону.

Слід зазначити, що проведені через три місяці повторні випробування показали приріст середньої міцності бетону у пілонах №7 і №8 приблизно на 20% з одночасним зниженням коефіцієнта варіації на 3-4%. При цьому фактична міцність бетону залишилась нижчою від проектних показників і засвідчила незворотність зміни структури бетону у цих конструкціях від дії від'ємної температури.

Визначення дефектних контактних зон примикання вертикальних конструкцій до плити перекриття (глибини тріщин) було виконане за стандартом BS 1881 [3]. Акустичні вимірювання в конструкціях виконувались чотирьох-канальним вимірювальним комплексом ТКС з ультразвуковими датчиками з робочою частотою 60 кГц.

Місця для встановлення датчиків вибирались на плиті перекриття і на кожній площині вертикальних конструкцій: для широких площин – два місця з рівним відступом від торців; для торцевих площин – по одному місцю. Датчики встановлювались на одній лінії з рівним інтервалом ($L = 0,3$ м). Акустичні коливання в конструкціях збуджувались металевим молотком і одночасно реєструвались на всіх вимірювальних каналах (рис. 1).

Глибина тріщини h розраховувалась за формулою [4]

$$h = L \sqrt{(4T_1^2 - T_2^2) / (T_2^2 - T_1^2)},$$

де T_1, T_2 – час затримки акустичних сигналів між вимірювальними каналами К2 - К3 і К1 - К4 відповідно.

Аналіз результатів засвідчив наявність зон з порушенням зчепленням бетону з плитою перекриття у всіх восьми вертикальних конструкціях. Границі дефектних зон (глибина тріщин) знаходились в межах від 8 см до 30 см. Найбільша тріщина була зареєстрована в колоні з круглим перерізом діаметром 100 см.

Таблиця 1 - Результати оцінки міцності бетону в конструкціях на висоті вище 0,5 м

Вид конструкцій і їх умовне позначення	Середня міцність бетону f_{cm} , МПа	Коефіцієнт варіації міцності бетону V
Пілони і колони №1 - №6	52,9	0,06
Пілон №7	32,5	0,13
Пілон №8	36,6	0,12

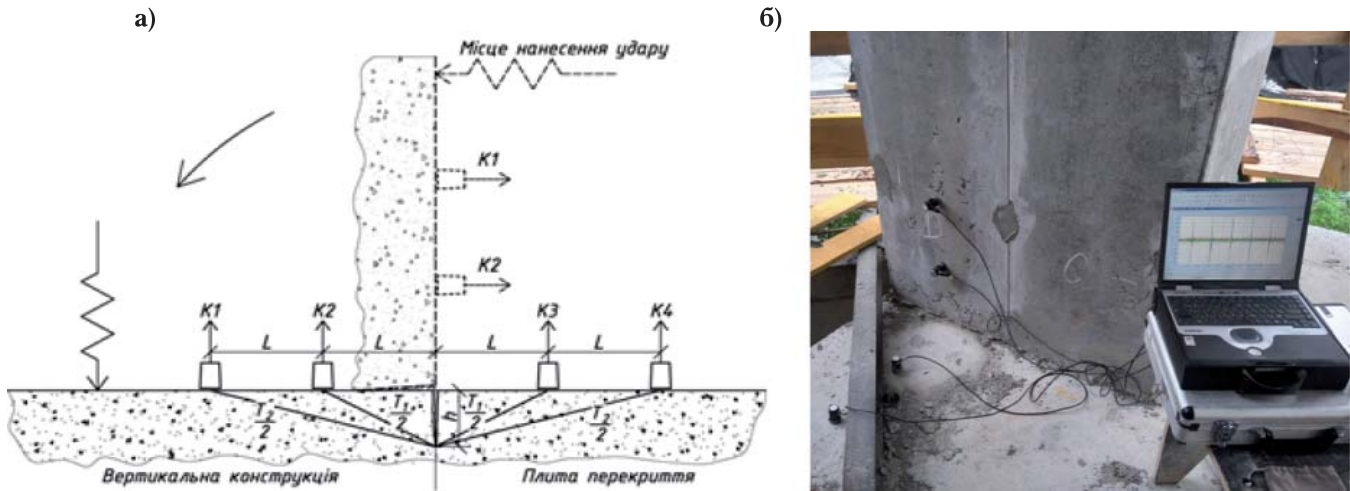


Рисунок 1 – Акустичні вимірювання при визначенні глибини тріщини:
а) – схема вимірювань; б) – фрагмент вимірювань

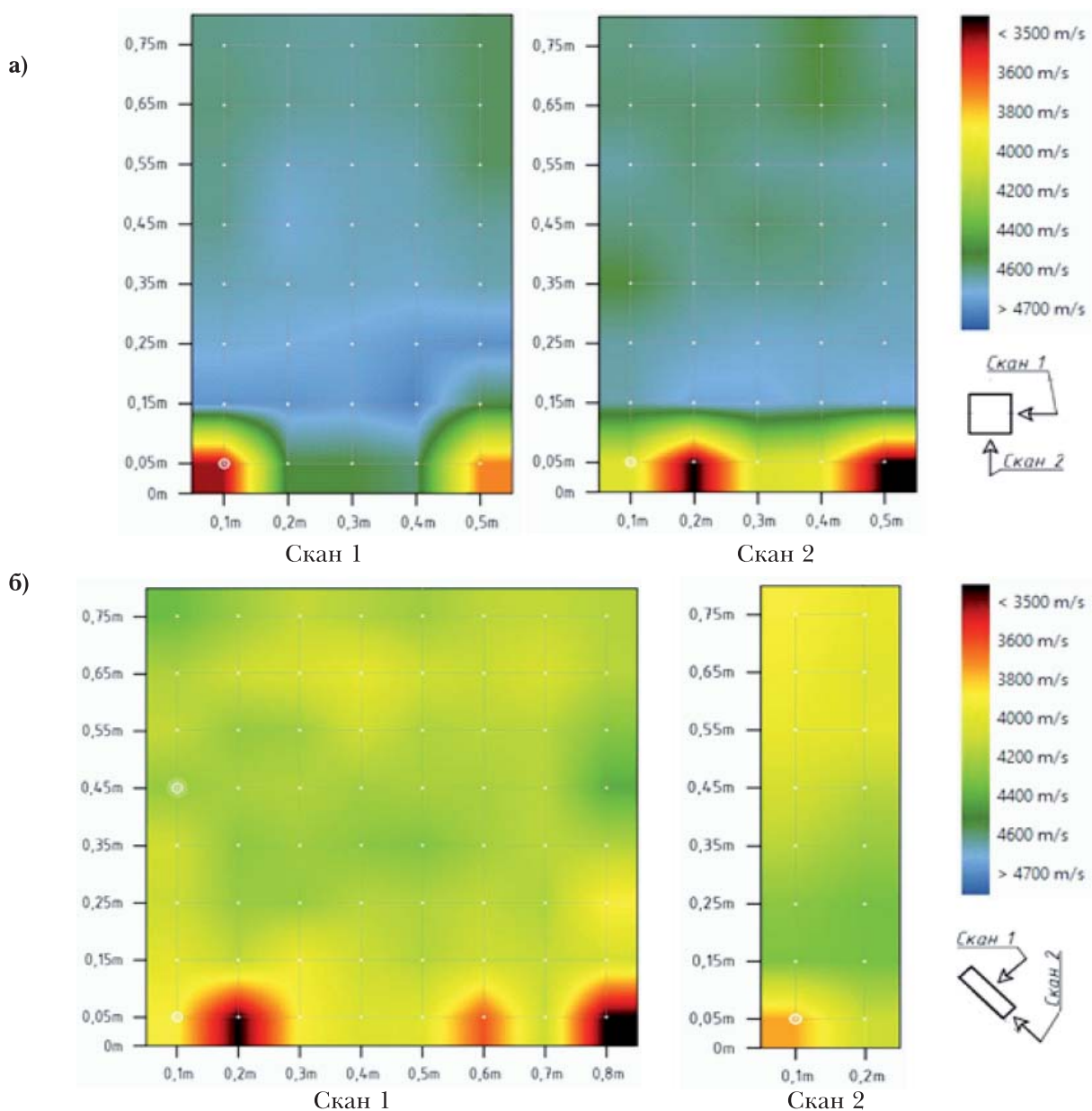


Рисунок 2 – Схема розподілення швидкості ультразвуку при наскрізному прозвучуванні нижньої зони: а) – колони з перерізом 600х600 мм; б) – пілону з перерізом 250х900 мм



Детальні дослідження стану бетону в зонах примикання колон і пілонів до плити перекриття включали якісну (дефектоскопія) і його кількісну (однорідність міцності) оцінки. Дефектоскопія бетону була виконана шляхом кольорової візуалізації розподілення швидкості ультразвуку по товщині конструкцій. Швидкість реєструвалась приладом Pundit PL-200 при наскрізному прозвучуванні нижньої зони конструкцій по сітці з квадратом 10 x 10 см. Перший рівень сканування знаходився на висоті 5 см від плити перекриття. Границя верхнього рівня становила 75 см. Приклад розподілення швидкості ультразвуку в конструкціях різної форми і масивності наведений на рис. 2.

Ділянки зі швидкістю ультразвуку меншою 3800 м/с (оранжево-чорні місця кольорової палітри), не характерною для важкого бетону, виявлені на висоті до 10 см від плити перекриття у всіх восьми конструкціях. У цій зоні коефіцієнт варіації значно перевищував нормований показник (0,135) і знаходився в межах від 0,48 до 0,95. За швидкістю і неоднорідністю бетон в конструкціях на висоті від нуля до 10 см був визнаний дефектним. На висоті вище 10 см неоднорідність міцності бетону знаходилась в межах нормованого показника. Бетон на такій висоті конструкцій був віднесений до бездефектного.

Загалом встановлена неоднорідність бетону в нижній зоні конструкцій співпала з висновками про дефектність бетону за кольоровою палітрою.

ВИСНОВКИ

1. Неруйнівними методами досліджені наслідки негативного впливу від'ємної температури на стан бетону залізобетонних вертикальних конструкцій різної форми і масивності, що виготовлені з порушенням технології зимових робіт.
2. Встановлено, що в масивних конструкціях міцність бетону на висоті понад 50 см відповідала проектним вимогам. В тонкостінних пілонах (товщиною 25 см) спостерігалась підвищена неоднорідність бетону при значно нижчій його міцності, що можна пояснити недостатнім тепловіділенням, необхідним для формування нормальної структури раннього бетону. На протязі трьох місяців середня міцність бетону зросла на 20%, але залишилась нижчою від проектних показників і засвідчила незворотність зміни структури бетону у цих конструкціях під впливом від'ємної температури.
3. Виконана дефектоскопія бетону показала наявність дефектів і тріщин в зонах обпирання вертикальних конструкцій на плиту

перекриття. Глибина тріщин між плитою і вертикальними конструкціями знаходилась в межах від 8 см до 30 см. Дефектні зони, що характеризувались наднормативною неоднорідністю бетону, виявлені у всіх конструкціях на висоті до 10 см від плити перекриття.

4. Отримані результати засвідчили наслідки порушення технології зимових робіт і дозволили обґрунтовано прийняти рішення по забезпеченню експлуатаційної надійності конструкцій.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК:

1. ДСТУ-Н Б В.2.6-203~2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. Київ: Мінрегіон України, 2015.
2. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010.
3. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Бетони. Правила контролю міцності. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010.
4. BS 1881: Частина 203. Рекомендації з вимірювання швидкості ультразвукового імпульсу в бетоні. Лондон, 1986.

REFERENCES

1. Guide implementation of works in the manufacture and assembly of building structures: DSTU-N B V.2.6-203-2015. (2015). K: Minregionbud of Ukraine,, 2015.
2. Concretes. Ultrasonic method of strength determination: DSTU B V.2.7-226:2009 (2010).
3. Concretes. Rules for the strength control: DSTU B V.2.7-220:2009. (2010).
4. Recommendations for measurement of the velocity of ultrasonic pulses in concrete: BS 1881: Part 203. (1986).

Стаття надійшла до редакції 22.10.2021 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-6>

УДК (045)



ГОРОДЕЦЬКИЙ А. С.

Д-р техн. наук, професор,
заступник директора з наукової
роботи ТОВ «ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна,
e-mail: info@liraland.com.ua
тел.: +38 (050) 351 96 61



БАРАБАШ М. С.

Д-р техн. наук, професор, про-
фесор кафедри комп'ютерних
технологій будівництва та
реконструкції аеропортів,
Національного авіаційного
університету, директор ТОВ
«ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна
e-mail: bmari@ukr.net
тел.: +38 (095) 286-39-90
ORCID: 0000-0003-2157-521X



ПИСАРЕВСЬКИЙ Б. Ю.

Аспірант кафедри комп'ютерних
технологій будівництва та
реконструкції аеропортів,
Національного авіаційного
університету, інженер-
програміст ТОВ «ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна
тел.: +38 (044) 590 58 85,
e-mail: mikst1234@gmail.com
ORCID: 0000-0002-1001-2879



ГЕНЗЕРСЬКИЙ Ю. В.

Канд. техн. наук., заступник
директора ТОВ «ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна
e-mail: yvg@liraland.com.ua
тел.: +380952805315
ORCID: 0000-0001-6834-4203

МОДЕЛЮВАННЯ СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА СИСТЕМУ «НАДЗЕМНА СПОРУДА-ГРУНТ»

АНОТАЦІЯ

У статті розглядаються проблеми моделювання динамічних впливів «надземна споруда – ґрунтова основа» на прикладі будівлі, що розташована в м. Одеса. Розглянуто особливості моделювання необмеженого напівпростору ґрунту. У програмному комплексі ЛІРА - САПР запропоновано чисельну процедуру формування рівнянь руху та, як окремий випадок, рівнянь рівноваги, у задачах, де є необмежені області. Цю процедуру впроваджено у вигляді нових скінченних елементів, що дало можливість формувати гібридні моделі MSE/SBFEM і розв'язувати практично будь-які фізично лінійні та нелінійні динамічні задачі у часі методом підсистем. Описано принципи нових скінченних елементів, розроблених у програмному комплексі ЛІРА-САПР. Ці скінченні

елементи імітують взаємодію між обмеженою областю ґрунту та іншою частиною напівпростору. В основі даного елемента лежить метод масштабування границі скінченного елемента. Для перевірки елементів вирішуються дві задачі. Перша задача розглядає обмежений ґрунт, куди вводяться розроблені граничні скінченні елементи. Друга задача розглядає ґрунт порівняно великих розмірів. Граничні умови не впливають на поширення хвилі (умовно може розглядатися як необмежений напівпростір) через розміри ґрунту. Результати чисельного експерименту свідчать про те, що застосування розроблених скінченних елементів дає можливість створювати моделі, які відтворюють реальні умови роботи конструкцій будівлі за динамічних впливів.



Виконано аналіз методів розрахунку на динамічні навантаження, що застосовуються у сучасному будівництві на прикладі реально-го об'єкта, розташованого у Комінтернівському районі Одеської області. При моделюванні сейсмічного впливу застосовуються реальні акселерограми, записані під час землетрусу на будівельному майданчику об'єкта, що розглядається. Представлено методику, що дозволяє моделювати поведінку конструктивної системи будівлі або споруди на основі розроблених та реалізованих у програмному комплексі LIRA-SAPR скінченних елементів, що моделюють згасання коливань.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: динамічний вплив, метод скінченних елементів, аналіз динамічної взаємодії "споруда - ґрунт", поширення хвилі в необмеженій області, необмежена область, метод масштабування граничних скінченних елементів, ПК LIRA-SAPR.

MODELLING OF EARTHQUAKE LOAD ONTO THE 'STRUCTURE-SOIL' SYSTEM

ABSTRACT

The paper focuses on simulation of dynamic "structure – soil" interaction (the building located in Odessa is taken as an example) and unbounded soil half-space. Principles for new finite elements developed in LIRA-SAPR software are described. These finite elements simulate the interaction between bounded domain of soil and the rest part of the half-space. The LIRA-SAPR software offers a numerical procedure for the formation of equations of motion and, as a partial case, equilibrium equations in problems with infinite domains. This procedure implemented in the form of new finite elements, which made it possible to form hybrid FEM / SBFEM models and solve almost any physically linear and nonlinear dynamic problems in time by the substructure method. The scaled boundary finite-element method governs these elements. To verify the elements, two problems are solved. The first problem considers the bounded soil where the developed boundary finite elements are introduced. The second problem considers the soil of a relatively large size. Boundary conditions do not influence the wave propagation (conditionally may be treated as unbounded half-space) due to dimensions of soil size. Results of numerical experiment indicate that developed finite elements enable the user to generate models that simulate the real service conditions of building structures under dynamic loads.

The analysis of methods of calculation on dynamic loadings used in modern construction is executed. The real object located in the Comintern district of Odessa region is taken as an example. When the earthquake loads are simulated, the authors use real accelerograms that were taken during the

earthquake at the construction site of the object. Described technique enables the user to simulate behavior of the structural system of a building based on the finite elements developed and implemented in LIRA-SAPR program; these finite elements simulate vibration damping.

KEYWORDS: dynamic influence, finite element method, dynamic interaction "structure – soil", wave propagation in unbounded area, unbounded area, scaled boundary finite-element method, LIRA-SAPR program.

Розрахунок необмеженої області методом скінченних елементів на динамічні впливи не розв'язує суттєву проблему - відбиття хвилі. Для застосування методу скінченних елементів в обмеженій області необхідно врахувати згасання хвилі, яка відбивається від границь. Відбиття від границь, на яких є в'язі на переміщення, можна зменшити за рахунок набору елементів у вигляді «пружина – демпфер». Проте такими прийомами повністю прибрати відбиття хвилі неможливо, і це призводить до того, що розрахунок стає умовно придатним [1].

Існує два загальних підходи у моделюванні системи "ґрунт-споруда" - прямий метод та метод підсистем.

У першому (прямому) підході обмежена частина необмеженого ґрунту моделюється разом із структурою, найчастіше скінченними елементами (рис. 1). При прямому методі хвилі відбиваються

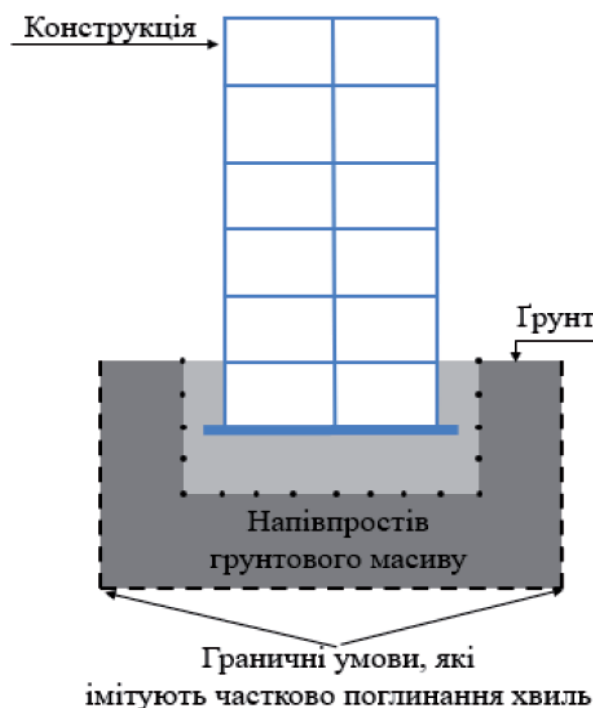


Рисунок 1 – Прямий метод



від штучно наведених рубежів, змушуючи енергію повертатися у систему. Щоб зменшити негативний вплив цього явища, необхідно збільшити область, яку займає ґрунтова основа, віддалити границю від споруди таким чином, щоб час досягнення хвилею границі був менше, ніж час дії навантаження, тому що значно збільшується час розрахунків. Але цей прийом є неефективним, особливо для тривимірних задач.

У другому підході обмежені та необмежені частини моделюються як дві підструктури, розділені узагальненою лінією взаємодії. Обмежена підструктура складається із будівлі та частини суміжного з будівлею ґрунту з додатковими граничними умовами. Ця частина може мати нелінійності і щодо моделі споруди, і щодо моделі ґрунту. Необмежена підсистема складається з решти частини ґрунту, що тягнеться до нескінченності (рис. 2).

Поєднання двох підсистем відбувається за допомогою вектору взаємодії $r_b(t)$, що діє у обидва напрями, на будівлю та на масив ґрунту. Вектор взаємодії у прямій динамічній задачі представлено у вигляді вектора згортки:

$$r_b(t) = \int_0^t M_b^\infty(t) \ddot{u}(t-\tau) d\tau, \quad (1)$$

де $M_b^\infty(t)$ - матриця відгуку прискорення. Індекс b позначає вузли, що лежать на лінії взаємодії, які належать як структурі, так і ґрунту. Рівняння руху у задачі часу можна записати як:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} \\ M_{bs} & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s(t) \\ \ddot{u}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s(t) \\ \dot{u}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s(t) \\ u_b(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_s(t) \\ p_b(t) \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} 0 \\ r_b(t) \end{Bmatrix}, \quad (2)$$

де матриці K , C і M - матриці жорсткості, демпфування та маси структури відповідно, $u(t)$, $\dot{u}(t)$ та $\ddot{u}(t)$ - вектори переміщень, швидкостей та прискорень, $p(t)$ - вектор сил, які діють безпосередньо на структуру. Індекс s позначає вузли, які належать лише структурі. Для розв'язання цього рівняння потрібно знати вектор сил взаємодії ґрунту та структури $r_b(t)$. Іншими словами, потрібно визначити матрицю відгуку прискорення $M_b^\infty(t)$.

Рівняння SBFEM у часі має вигляд

$$\begin{aligned} & \int_0^t [m^\infty(t-\tau)] [m^\infty(\tau)] d\tau + t \int_0^t [m^\infty(t-\tau)] d\tau + \\ & + [e^1] \int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau)] d\tau dt + [e^1]^T \int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau)] d\tau dt - \\ & - \frac{t^3}{6} [e^2] H(t) - t [m^0] H(t) = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

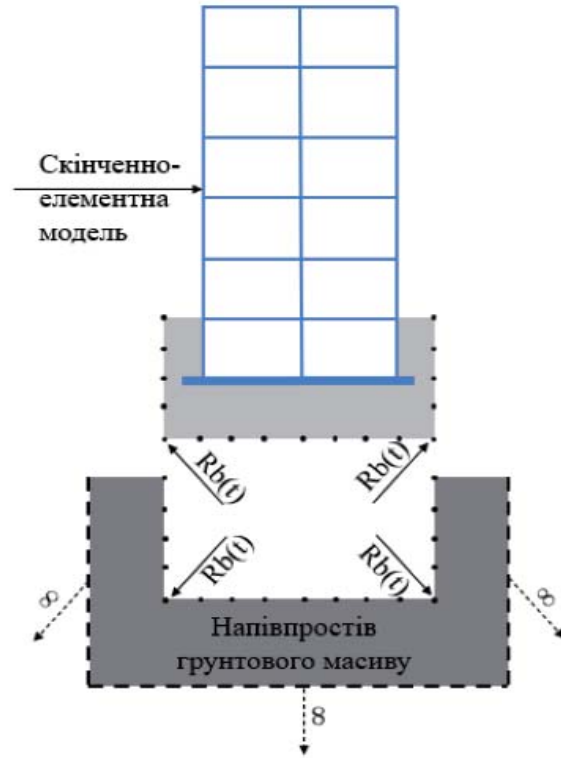


Рисунок 2 – Метод підсистем

де $H(t)$ – функція Хевісайда та

$$[m^\infty(t)] = ([U]^{-1})^T [M^\infty(t)] ([U]^{-1}) \quad (4)$$

Верхньотрикутна матриця $[U]$ визначається з розкладення матриці коефіцієнтів $[E^0]$ як

$$[E^0] = [U]^T [U] \quad (5)$$

$$[e^1] = ([U]^{-1})^T [E^1] [U]^{-1} - \frac{s+1}{2} [I] \quad (6)$$

$$[e^2] = ([U]^{-1})^T ([E^2] - [E^1][E^0]^{-1}[E^1]^T) [U]^{-1} \quad (7)$$

$$[m^0] = ([U]^{-1})^T [M^0] [U]^{-1} \quad (8)$$

Для розв'язання рівняння використовується метод дискретизації.

Матриця відгуку прискорення $M^\infty(t)$ визначається як

$$[M^\infty(t)] = [U]^T [m^0] [U] \quad (9)$$



За наведеними матричними залежностями та рівняннями (1-9) створено чисельну процедуру формування рівнянь руху та, як окремий випадок, рівнянь рівноваги, у задачах, де є необмежені області. Цю процедуру впроваджено в програмний комплекс "ЛІРА-САПР".

У Державних будівельних нормах В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах» (таблиця 6.2, ДБН В.1.1-12 діє до: 2014 [2]) передбачено, що для «будівель і споруд з принципово новими конструктивними рішеннями, які не пройшли експериментальної перевірки, об'єктів класу наслідків СС2 і СС3 згідно ДБН В.1.2-14; будівель вище 16 поверхів і споруд заввишки 50 м і більше, а також споруд з прольотами понад 30 м ... » необхідний прямий динамічний розрахунок із застосуванням розрахункових акселерограм.

Розглянемо деякі питання моделювання системи «надземна споруда- ґрунтова основа» на сейсмічні впливи на прикладі будівлі, що розташована на будівельному майданчику в межах вулиць Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової), Комарова у м. Одесі (далі скорочено - майданчик).

Встановлено, що на цьому майданчику з ймовірністю один раз у 500 років може статися землетрус з інтенсивністю 7 балів за шкалою MSK – 64. Залежно від положення сейсмічної зони щодо майданчика, його сейсмічного режиму, величини енергії, яка звільняється в осередку вогнища землетрусу, механізму землетрусу, а також від спектральних особливостей впли-

ву середовища на шляху поширення сейсмічних хвиль від вогнища до майданчика змінюється величина пікових прискорень, тривалість коливань, форма обвідної і спектральний склад розрахункової акселерограми.

На рис. 3 представлені розрахункові акселерограми. Вони являють собою часові функції, які моделюють компоненти вектора прискорень у сейсмічних рухах поверхні ґрунту на майданчику.

Землетрус на майданчику можуть викликати як сильний підкорковий землетрус з сейсмоактивної зони Вранча (Румунія), так і вогнища землетрусів відповідної розсіяної (доменної) сейсмічності у районі м. Одеси [2-5]. За відсутності для міста Одеси та Одеської області результатів робіт з виявлення та засвідчення сучасної активності розломних зон, при визначенні сейсмічних впливів від місцевих землетрусів доводиться приймати консервативне припущення, згідно з яким вогнище слабого місцевого землетрусу може перебувати у жорстких слабо деформованих породах безпосередньо під будівельним майданчиком.

Розрахункові акселерограми, що моделюють землетрус у зоні Вранча, на будівельному майданчику синтезувалися за допомогою регуляризованого алгоритму зворотного перетворення Фур'є [6]. На рис. 3 наведено приклад графіка трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює землетрус із зони Вранча з інтенсивністю 7 балів для вільної поверхні ґрунту будівельного майданчика у межах вулиць: Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової),

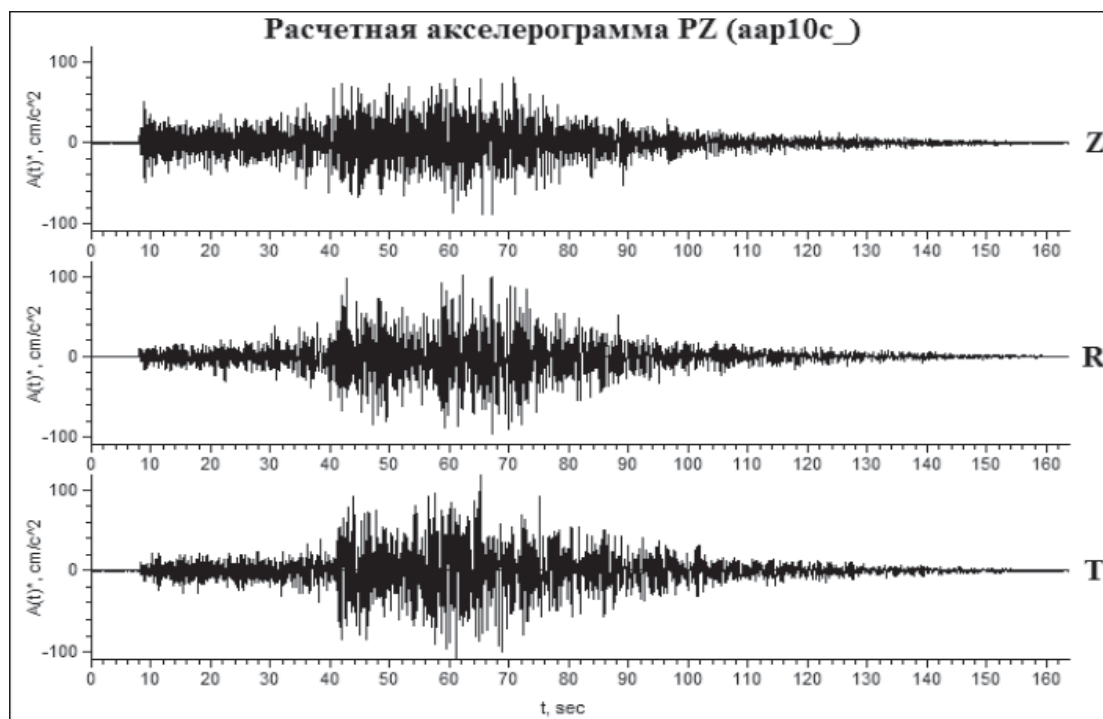


Рисунок 3 – Графік трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює 7-ми бальний розрахунковий землетрус із зони Вранча для вільної поверхні ґрунту будівельного майданчика у межах вулиць: Маршрутна, Сибірська, Героїв Крут (Терешкової), Комарова в м. Одеса

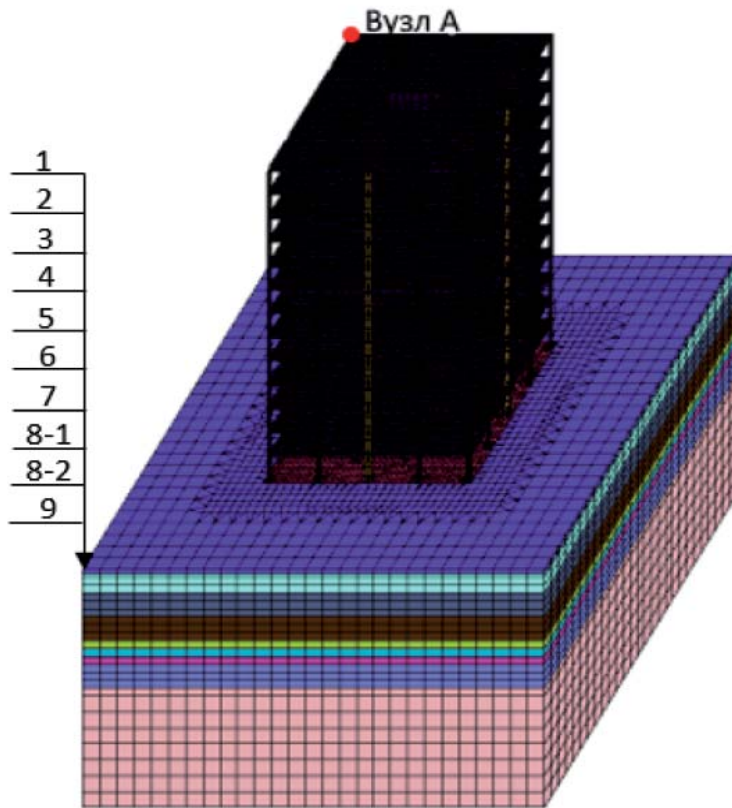


Рисунок 4 – Загальний вигляд розрахункової схеми: 1 - насипний шар (перевал суглинку, биті цегли, щебню); 2 - суглинок лесовий; 3 - супісок лесовий; 4 - суглинок лесовий (від напівтвердого до тугопластичного); 5 - суглинок лесовий (м'якопластичний); 6 - суглинок лесовий (напівтвердий); 7 – глина; 8-1 – супісок; 8-2 – суглинок; 9 - пісок жовтий

Комарова в м. Одеса.

Чисельний експеримент проводився у ПК ЛІРА-САПР (рис. 4). Розрахунок будівлі виконано з урахуванням вітрових і снігових навантажень згідно району будівництва. Враховано довготривалі і короточасні навантаження на плити перекриття типових поверхів, а також фізико-механічні характеристики ґрунтової основи.

Для цього чисельного експерименту були визначена наступна задача: аналіз поведінки і реакції конструкцій будівлі на сейсмічні впливи з урахуванням відстані від епіцентру, просторової роботи конструкції, взаємодії з ґрунтовою основою і ін.

На підставі вихідних даних, наведених у роботі [7], було розроблено тривимірну комп'ютерну модель 13-поверхової будівлі в середовищі ПК ЛІРА-САПР. Товщина монолітного перекриття 200 мм, товщина вертикальних несучих конструкцій 200 та 300 мм. Фундамент - суцільна монолітна залізобетонна плита

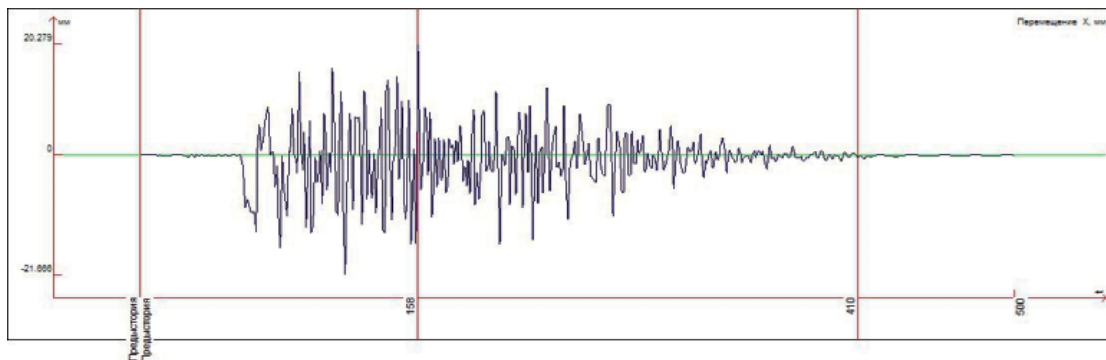


Рисунок 5 – Переміщення у часі вузла № 126511 вздовж осі X (за методом підсистем)

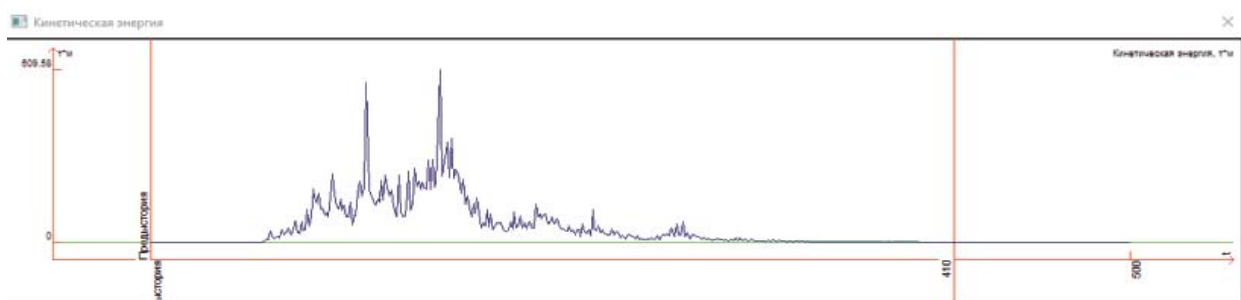


Рисунок 6 – Переміщення у часі вузла № 126511 вздовж осі X (за методом підсистем)



товщиною 1200мм на пальовому полі розмірами 350х350 мм. Клас бетону С20/25. У моделі споруди використані фізично та геометрично лінійні стрижневі та плоскі скінченні елементи (СЕ 10, СЕ 42, та СЕ 44). Для моделювання основи будівлі використані об'ємні скінченні елементи (СЕ 32, СЕ 34, та СЕ 36). Загальний вигляд розрахункової моделі показано на рис.4. Розрахунок зроблено з використанням отриманих трикомпонентних розрахункових акселерограми (рис. 3) методом спектрального аналізу і виконано прямий динамічний аналіз [8].

Розглянемо результати розрахунків за запропонованою методикою. Для цього додано до схеми розроблені 3-х та 4-х вузлові скінченні елементи (СЕ 67, СЕ 68) на границі ґрунтового масиву. Переміщення (рис. 5) співпадають з характером прикладеної акселерограми (рис. 3). Крім того, кінетична енергія системи після завершення дії динамічного навантаження згасає (рис. 6), що є природним.

Результати чисельного експерименту свідчать про те, що застосування розроблених СЕ дає можливість створювати моделі, які відтворюють реальні умови роботи конструкцій будівлі за динамічних впливів.

Запропонована методика дозволяє розв'язувати фізично нелінійні задачі з ґрунтовим масивом без необхідності значно збільшувати розмірність, а відповідно і час розрахунку.

У сукупності з методикою сейсмічного мікрорайонування запропонована методика дає можливість створювати коректні моделі будівель і споруд за сейсмічних впливів і оцінювати їх сейсмостійкість.

Ця методика рекомендується для використання при проектуванні, тому що при її використанні враховуються всі вищезазначені фактори.

ВИСНОВКИ

Нова методика розв'язання задач прямим динамічним методом системи «споруда-фундамент-основа» з урахуванням фізичної нелінійності, що розглянута в статті, дозволяє враховувати безперервне проходження хвилі у нескінченну область, що моделює картину проходження хвиль, наближену до реальності. Робота ґрунтового напівпростору моделюється ділянкою ґрунтового масиву з обмеженим розміром.

Завдяки застосуванню методики створення моделі з граничними умовами у вигляді «прозорих» граничних елементів можливо обмежити розмір ґрунта, і за рахунок цього скоротити час розрахунку моделі та підвищити точність розрахунку.

Запропонована методика дозволяє більш

точно моделювати поведінку конструктивної системи будівлі або споруди, дає можливість моделювати згасання коливальних, усуває недоліки спектрального та прямого динамічного аналізу

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Городецкий А. С. Моделирование работы грунтовых массивов на динамическое воздействие. А. С. Городецкий, А. В. Пикуль, Б.Ю. Писаревский. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. Том. 13. № 3. С.34-41.
2. Будівництво в сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014. [Чинний від 01-10-2014]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с. (Державні будівельні норми України).
3. Корчинский И.А., Поляков С.В., Быховский В.А., Дюзинкевич С.Ю., Павлык В.С. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. Госстройиздат, М., 1961.
4. Дукарт А.В., Олейник А.И. О применении многомассовых динамических гасителей колебаний для виброзащиты высотных зданий башенного типа при сейсмических воздействиях. Известия высших учебных заведений. Строительство. 2003. № 11. С. 4-10.
5. Барабаш М.С. Напряжено-деформований стан конструкцій з урахуванням категорії технічного стану будівлі та зміни інтенсивності сейсмічного навантаження. М.С. Барабаш, Н.О. Костира, Я.В. Башинський, Б.Ю. Писаревський. Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. Вид. офіц. Київ: НАУ, 2020. № 1 (24). С. 11-22.
6. Дукарт А.В., Олейник А.И. Способ моделирования искусственных акселерограмм землетрясений с помощью поличастотного линейного фильтра. Известия высших учебных заведений. Строительство. 2009. № 10. С. 95-104.
7. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений: Пер. с англ. Москва: Стройиздат, 1979. 320 с.
8. Barabash M. (2021). Modelling of the Subway Dynamic Influence on the Ground Structure. M. Barabash, Bogdan Y. Pysarevskiy. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. № 17, Issue 3, 14-25.



REFERENCES

1. Horodetskyi A.S. (2017). Modelling the soil behaviour in dynamic load. Horodetskyi A.S., Pikul A.V., Pisarevskyi B.Yu. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Vol. 13, Issue 3, 34-41.
2. Construction in seismic areas of Ukraine: DBN B.1.1-12: 2014. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine. (Building codes of Ukraine). (2014).
3. Korchinskyi I.L., Polyakov S.V., Bykhovskyi V.A., Dyuzinkevich S.Yu., Pavlyk V.S.. (1961). Fundamentals for Design of Buildings in Seismic Areas. Moscow: Gosstroyizdat.
4. Dukart A.V., Oleinik A.I. (2003). Multi-mass dynamic vibration dampers used for vibration protection of tower-type high-rise buildings under earthquake load. Proceedings of higher educational institutions. Construction, 11, 4-10.
5. Barabash M.S. (2020). Stress-strain state of structures with account of the category for technical condition of the building and changes in the intensity of earthquake load. Barabash M.S., Kostira N.O., Bashinsky Ya.V., Pisarevsky B.Yu. Problems in development of urban environment: collection of articles. Issue 1 (24), 11-22. Kyiv: NAU.
6. Dukart A.V., Oleinik A.I. (2009). Simulation of non-natural earthquake accelerograms with a multi-frequency linear filter. Proceedings of higher educational institutions. Construction, 10, 95-104.
7. Ray W. Clough, Joseph Penzien. (1979). Dynamics of Structures. Moscow: Stroyizdat.
8. Barabash M. (2021). Modelling of the Subway Dynamic Influence on the Ground Structure. M. Barabash, Bogdan Y. Pysarevskiy International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 17, Issue 3, 14-25.

Стаття надійшла до редакції 09.11.2021 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-7>

УДК 691.327.332



РУДЧЕНКО Д.Г.
к.т.н, ген. дир. ТОВ «Аерок»
м. Обухів, 08700, Київська обл.,
Україна,
тел.: +38 (044) 391-31-92,
e-mail: aeroc@aeroc.ua,
ORCID: 0000-0003-2909-3864

ПЕРСПЕКТИВИ ВИРОБНИЦТВА І ЗАСТОСУВАННЯ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЙНОГО АВТОКЛАВНОГО ГАЗОБЕТОНУ

АННОТАЦІЯ

У статті наведені результати дослідження питань виробництва та використання конструкційно-теплоізоляційного та теплоізоляційного автоклавного газобетону (АГБ). Загально визнано, що середньостатистична структура споживання енергії у світі становить: промисловість – 35%, транспорт – 30%, теплопостачання будівель – 35%. Потреба в додаткових енергоресурсах становить 3,5% на рік. Житловий комплекс України споживає до 40% усіх енергоносіїв, які використовуються в економіці країни. За даними Міністерства економіки через надмірне енергоспоживання Україна щорічно втрачає 1,5 млрд. дол. США.

Збільшення долі будівництва малоповерхових житлових будинків в загальних обсягах будівництва житла потребує зростання виробництва стінових будівельних матеріалів та додаткових витрат енергії на опалення будинків. Автоклавний газобетон, як енергоефективний стіновий матеріал, стрімко набирає популярність і витісняє з будівельного ринку традиційні енергомісткі стінові матеріали. Доля газобетону в структурі стінових матеріалів у 2020 році зростає до 53%. При цьому визначальними факторами світової популярності автоклавного газобетону є його низька вартість, високі конструкційно-теплоізоляційні та теплоізоляційні властивості, а також відносно низька енергоємність виробництва.

В статті наводиться динаміка виробництва автоклавного газобетону в Україні. Властивості газобетону, що виробляється заводами компанії «Аерок», за показниками його густини та міцності відповідають європейським стандартам та продукції провідних європейських виробників. Недостатня інформованість населення, проектувальників стримує впровадження екологічно чистого теплоізоляційного газобетону густиною 130-150 кг/м³, що виробляється в Україні.

Наведені результати аналітичних досліджень виробництва теплоізоляційного газобетону низької густини та його використання в країнах ЄС підтверджують перспективи зростання виробництва цього матеріалу в Україні. Це є особливо актуальним в умовах необхідності реалізації зобов'язань країни щодо декарбонізації економіки в цілому та будівельної галузі зокрема.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: газобетон, енергозбереження, теплоізоляція, технологія утеплення, стіновий матеріал, коефіцієнт теплопровідності.

PROSPECTS FOR THE PRODUCTION AND USE OF INSULATING AUTOCLAVED AERATED CONCRETE

ABSTRACT

The article presents the results of research on the production and use of structural and thermal insulating autoclaved aerated concrete (AAC). It is generally accepted that the average energy consumption in the world is divided between the following areas: industry consumes 35%, transport – 30%, heat supply of buildings – 35%. The need for additional energy resources is estimated 3.5% per year. Ukraine's residential complex consumes up to 40% of all energy used in the country's economy.



According to the Ministry of Economy, Ukraine loses \$ 1.5 billion annually due to excessive energy losses.

The increase in the share of low-rise residential buildings in the total volume of housing construction requires an increase in the production of wall building materials and additional energy consumption for heating. Autoclaved aerated concrete as an energy-efficient wall material is rapidly gaining popularity. It starts to displace traditional energy-intensive wall materials from the construction market. The share of aerated concrete in the structure of wall materials in 2020 increased to 53%. The determining factor for this remains its low price, high structural and heat-insulating properties, as well as rather low energy consumption of production.

The article presents the dynamics of autoclaved aerated concrete production in Ukraine, the structure of manufactured aerated concrete based on its density. The properties of aerated concrete produced by "Aeroc" plants in terms of its density and strength meet European standards and does not concede to known products of leading European manufacturers. Insufficient awareness of the population, project designers and developers hinder the introduction of environmentally friendly thermal insulation aerated concrete with a density of 130-150 kg/m³, produced in Ukraine.

The results of analytical studies of the low-density AAC production and its use in EU countries confirm the prospects for growth in the production of this material in Ukraine. This is especially true in the context of the need to implement the country's commitments to decarbonise the economy in general and the construction industry in particular.

KEY WORDS: aerated concrete, energy saving, thermal insulation, insulation technology.

ВСТУП

Частка автоклавного газобетону в структурі стінових матеріалів в Україні становить 53%. З 2000 року обсяг його виробництва збільшився зі 100 тис. м³ до 4 млн м³ на рік, а за показниками загальних обсягів виробництва Україна посіла 4 місце в Європі. У той же час, автоклавний теплоізоляційний газобетон, як екологічно чистий мінеральний утеплювач, виробляється і використовується недостатньо.

Порівняння даних про виробництво автоклавного газобетону в Україні, Росії, Білорусі свідчить, що Росія є європейським лідером за обсягами його виробництва – 13,73 млн. м³ на рік, зі встановленою потужністю 17,42 млн. м³ [1]. Республіка Білорусь є світовим лідером за показниками відносних

обсягів виробництва газобетону на душу населення – понад 300 м³/тис. чол. [2]. Автоклавний газобетон, який виробляється в Україні, є «найлегшим». Згідно з даними асоціації виробників автоклавного газобетону цих країн у 2018 році в Росії було вироблено 8,6% газобетону D400, 67,7% газобетону D500 і 18,35% D600; в Україні – 63% D400 і 29% D500. Багато європейських країн збільшують частку енергоефективного газобетону густиною 300-350 кг / м³, в Україні його частка в загальному обсязі виробництва складає 8%, в Росії – близько 1%. На рис 1 наведена динаміка виробництва АГБ в Україні.

Світовий досвід виробництва теплоізоляційних матеріалів постійно спрямований на зниження їхньої щільності і теплопровідності [3]. Керамічна і силікатна цегла, керамзит і керамзитобетон витіснені з будівельного ринку газобетоном, частка яких в структурі стінових матеріалів багатьох європейських країн становить 40-60%.

Виробництво автоклавного газобетону в промислових умовах за історичними мірками почалося нещодавно – на початку 30-х років минулого століття і стрімко поширилося по всьому світі. На момент розпаду СРСР автоклавний газобетон випускався з середньою щільністю 643 кг/м³ [4]. На сьогодні армовані панелі щільністю 700-800 кг/м³ і «важкі» дрібні стінові блоки замінені газобетоном щільністю 300-500 кг/м³ з точними лінійними розмірами і поліпшеними фізико-механічними характеристиками.

Підвищення вимог до термічного опору огорожувальних конструкцій з початком реалізації в Європі комплексної програми енергозбереження і підвищення енергетичної ефективності будівель призвело до деякого зниження використання газобетону в окремих європейських країнах. У Великій Британії [5] автоклавний газобетон умовно розділяється на три категорії: низької щільності (450 кг/м³); середньої щільності (620 кг/м³) і високої щільності (750 кг/м³). Відповідно до [6], стіни, виконані кладкою з газобетонних блоків високої щільності без додаткового утеплення, не у всіх

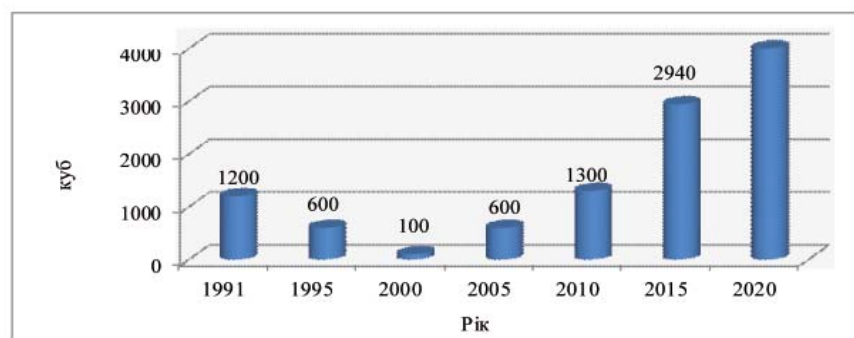


Рисунок 1 – Динаміка виробництва автоклавного газобетону в Україні.



європейських країнах можуть відповідати нормативним вимогам теплозахисту, тому з газобетону різної щільності виконується двошарова кладка (D400 + D100), (D500 + D100), в Україні, як варіант – (D400 + D150), (D500 + D150).

В Україні компанія «Аерок» ініціювала введення в ДСТУ Б В.2.7-45: 2010 поправки, яка доповнила номенклатуру теплоізоляційного газобетону марками D100 і D150, а також віднесла теплоізоляційний газобетон щільністю 300 і 350 кг/м³ до конструкційно-теплоізоляційного за рахунок підвищення його міцності до класу C1,5–C2,0. Відповідно до змін № 2 до ДСТУ Б В.2.7-45: 2010 «Будівельні матеріали. Бетони ніздрюваті. Загальні технічні умови» передбачено виробництво трьох видів автоклавного газобетону (рис. 2).

Конструкційний газобетон автоклавного твердіння з густиною D700 і вище виробляти і використовувати економічно невигідно. Разом з тим, в російському міждержавному стандарті (ГОСТ 31359-2007) передбачений конструкційний газобетон марки D700-D1200, в українському ДСТУ Б В. 2.7- 45: 2010 – марки D1000-D1100, а з білоруського СТБ 1570-2005 конструкційний газобетон взагалі вилучений [7].

Теплоізоляційний газобетон з класом міцності при стисненні C1,5-C2 і щільністю 300-350 кг/м³ одночасно виконує функцію конструкційно-теплоізоляційного стінового матеріалу. Коефіцієнт теплопровідності газобетону D300 в сухому стані становить 0,08 Вт / м · К, а в умовах експлуатації з урахуванням рівноважної вологості (4-5%) – 0,095 Вт / м · К, що практично в 5-6 разів нижче, ніж у традиційної керамічної цегли. Саме через високу енергоефективність на стадії експлуатації і низьку енергоємність на стадії виробництва автоклавний газобетон продовжує витісняти з будівельного ринку традиційні стінові матеріали. Стіна з газобетонних блоків «Аерок» щільністю 300 кг/м³ і міцністю на стиск не менше 2,5 МПа товщиною 300 мм не потребує додаткового утеплення і забезпечує нормативні вимоги термічного опору огорожувальної конструкції для найхолоднішої кліматичної зони України ($R = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$), а також придатна для малоповерхового будівництва житла (до 3-х поверхів) і висотного каркасного будівництва.

У 2021 році в Україні термічний опір для огорожувальних стін буде збільшено на 20%. Новий ДБН В.2.6-31:20XX «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» скасовує чинність введеного в дію в 2017 році ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція

будівель». Термічний опір стін буде збільшено для першої кліматичної зони з 3,3 до 4 м² · К / Вт і для другої зони – з 2,8 до 3,5 м² · К / Вт. Після світової нафтової кризи 1972-1974 років, коли ціни на нафту зросли з 4 до 12 дол. США за барель, європейські країни з аналогічними кліматичними умовами практично одразу підняли нормативні вимоги термічного опору стін до 4,5-5,5 м²·К / Вт, або до рівня показників України 2021 року.

З метою зниження втрат енергії будівлями кладку стін з газобетонних блоків виконують на пінополіуретановому клеї-піні, який вперше запропонувала німецька компанія Xella. Товщина шва кладки знижується з 10-12 мм до 2-3 мм, а при використанні піни-клею практично зникає «місток холоду». В останні роки в європейських країнах кам'яна кладка переважно виконується на пінополіуретановому клею-піні. ЦНДІБК ім. В.А. Кучеренко (РФ) провів комплекс випробувань і ще в 2016 році видав технічний висновок про можливість використання поліуретанового клею-піни для кладки стін [8].

Автоклавний газобетон марки D400 і D500 сьогодні є одним із найдоступніших і найефективніших стінових будівельних матеріалів, з якого виконуються одношарові стінові конструкції товщиною 375 см, які забезпечують несучу здатність і відповідають нормативним вимогам опору теплопередачі без їхнього додаткового утеплення.

Теплоізоляційний газобетон не горить, не містить і не виділяє фенолформальдегід, стирол та інші шкідливі гази в процесі експлуатації будівлі, оскільки не містить органічних речовин (фенолоспиртів, карбамідних смол, полістиролу), які містяться в традиційних і поши-

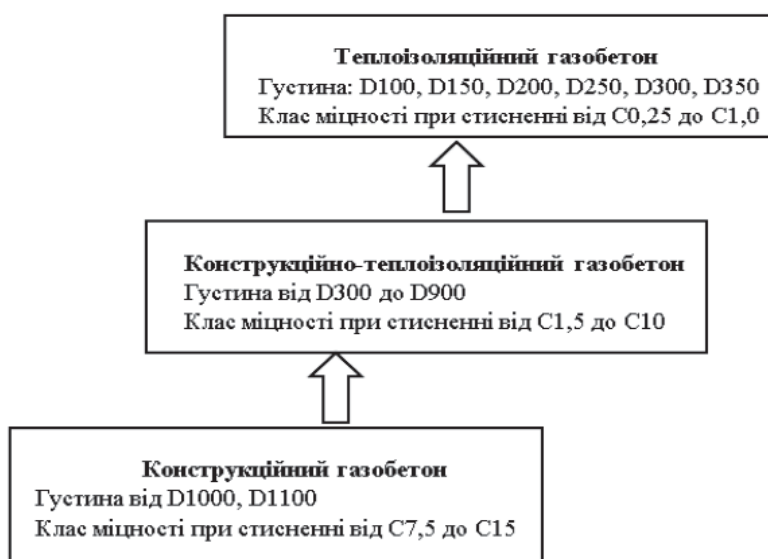


Рисунок 2 – Автоклавний газобетон згідно з ДСТУ Б В.2.7-45:2010



рених утеплювачах. Цей утеплювач є гіпоалергенним, і рекомендується до застосування в дитячих дошкільних, лікувально-профілактичних установах, в приміщеннях, призначених для постійного проживання людей. При цьому питання виробництва і використання теплоізоляційних матеріалів, у тому числі і газобетону, для внутрішнього утеплення у вітчизняній літературі недостатньо досліджені. Розробка технологічних карт і карт трудових процесів на сьогодні замінені інструктивними матеріалами самих виробників будівельних матеріалів.

Мета роботи. Дослідження питань виробництва та використання теплоізоляційного газобетону для утеплення будівель.

Результати досліджень. Основними виробниками теплоізоляційного газобетону в Європі є декілька компаній. Це, перш за все, німецька компанія Xella, яка виробляє теплоізоляційний газобетон під торговою маркою Ytong Multipor (D100), AEROC Energy Україна (D150), BONOLIT group (D200), Росія (рис.3). На сайті турецької компанії EGE Gazbeton і деяких російських виробників міститься інформація про випуск окремих партій теплоізоляційного газобетону марки за щільністю D150 і D200.

Транснаціональний концерн Xella International з відомим брендом стінових блоків Ytong виробляє продукцію під торговою маркою Ytong Multipor. Xella володіє більше, ніж 90 заводами зі штатом співробітників більше 7 тис. чол., має власний випробувальний центр, є провідним виробником і постачальником будівельних матеріалів

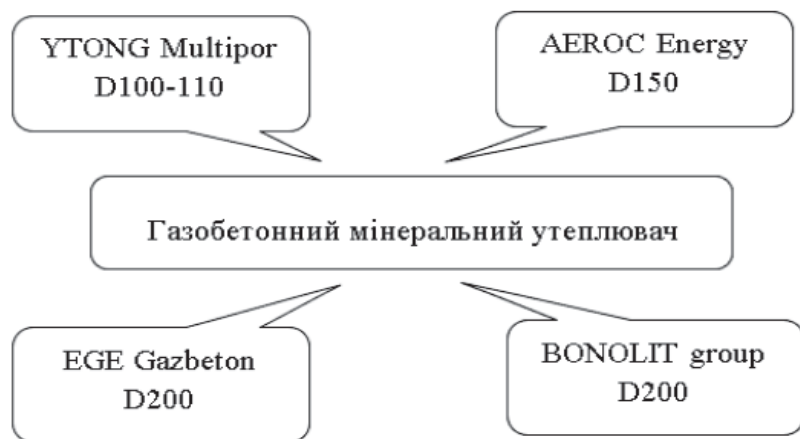


Рисунок 3 – Торговельні марки теплоізоляційного автоклавного газобетону

на світовому ринку. Ця компанія реалізує на європейському ринку, а також у РФ теплоізоляційні плити Ytong Multipor. Особливо важливим є те, що плити Multipor придатні не тільки для зовнішнього, але і для внутрішнього утеплення, оскільки вони вогнестійкі та екологічно чисті.

На пострадянському просторі лише компанія «Аерок» виробляє теплоізоляційний газобетон щільністю 150 кг/м³ під торговою маркою AEROC Energy. Через необізнаність споживачів, проектувальників в технічних проектах перевага надається дешевому пінополістиролу та мінеральній ваті.

В табл. 1 наведені порівняльні характеристики енергоефективних теплоізоляційних газобетонів. До них крім Ytong Multipor, відноситься AEROC Energy D150 і BONOLIT group D200.

Як видно з табл.1, основні властивості зазна-

Таблиця 1 - Характеристики теплоізоляційного газобетону

Властивості	Вид мінерального газобетонного утеплювача		
	Ytong Multipor	AEROC Energy	BONOLIT group
Густина, кг/м ³	D 100-115	D150	D200
Теплопровідність, Вт/м·К	0,045	0,05	0,048
Міцність на стиск, МПа	≥ 0,35	0,5	0,5
Вогнестійкість	Євроклас A1		
Водопоглинання	< 2 кг/м ²	-	-
Коефіцієнт паропроникності	-	0,3 мг/(м · год · Па)	0,3



Рисунок 4 – Фрагменти виконання утеплення стін, перекриття і підлоги з використанням теплоізоляційного автоклавного газобетону AEROC Energy

чених теплоізоляційних газобетонів, що виробляються в Європі, дуже близькі, але на європейському ринку широко застосовується лише Ytong Multipor.

Компанія «Аерок» першою в Україні відмовилася від виробництва «важкого» газобетону марки D600, досягла найбільшої частки виробництва енергоефективного газобетону марки густиною D300 і D400, запровадила масштабне виробництво теплоізоляційного газобетону щільністю D150. У 2020 році два заводи компанії реалізували 1,140 млн. м³ газобетону по щільності: марки D400 (55%); D300 (23%); D500 (21%) і D150 (1%) або близько 8 тис. м³ найтеплішої мінеральної теплоізоляції.

Можна прогнозувати, що в міру наближення нормативних вимог до огорожувальних конструкцій в Україні до європейських стандартів, попит на теплоізоляційний газобетон D100-D150, за аналогією з європейськими країнами, буде зростати для зовнішнього та внутрішнього утеплення будівель. Якщо порівняти діючі нормативні вимо-

ги термічного опору стіни і покриття в Україні і близької за кліматичними умовами Фінляндії, то вони різняться майже в 2 рази; Україна: стіна – 3,3 м²/ К·Вт; покриття, горищне перекриття – 4,95 м²/ К·Вт; Фінляндія, відповідно, стіна – 5,88 м²/ К·Вт і покриття – 11,1 м²/ К·Вт.

Теплоізоляційний газобетон виробляється за традиційною технологією автоклавного газобетону. Істотні відмінності зводяться до декількох технологічних прийомів. Це, перш за все, більш висока дисперсність кремнеземистого компонента, наявність активних мінеральних добавок, підвищений робочий тиск пари в автоклаві до 12-14 бар.

Виробничі технологічні процеси автоматизовані і спрямовані на керований процес синтезу низькоосновних гідросилікатів кальцію, типу тобермориту, які є основними носіями міцності автоклавного газобетону.

Технологія утеплення стін. Використання теплоізоляційного автоклавного газобетону для утеплення стін, підлоги, стелі практично нічим



не відрізняється від класичної схеми використання аналогічних облицювальних матеріалів. На рис. 4 наведені фрагменти виконання утеплення підлоги, перекриття і зовнішнього утеплення стін з використанням автоклавного теплоізоляційного газобетону AEROC Energy.

Як видно з рис. 4, при утепленні підлоги на підготовлену основу укладається шар гідроізоляції для виключення капілярного поглинання вологи утеплювачем. На поверхню газобетонних теплоізоляційних плит наносять клей за допомогою зубчастого шпателя. Вироби з теплоізоляційного газобетону можна легко розпиляти за допомогою ножівки, розрізати столярним ножом. Теплоізоляційний газобетон слід застосовувати при зведенні енергоефективних і «пасивних» будинків для зовнішнього та внутрішнього утеплення, особливо пам'яток архітектури та об'єктів, фасади яких заборонено змінювати.

Продукція AEROC Energy, як і Ytong Multipor, сертифікована на відповідність міжнародному стандарту ISO 14025, має дозвіл на використання та відповідні знаки екологічно безпечної продукції. Газобетонні теплоізоляційні панелі виготовляються з екологічно чистої сировини, яка постійно проходить контроль в акредитованих українських і європейських лабораторіях. До сертифікації в ЄС допускаються тільки ті продукти, що складаються з більш ніж 85% поновлюваних, мінеральних сировинних матеріалів.

ВИСНОВКИ

На сьогоднішній день основними виробниками енергоефективного теплоізоляційного газобетону в Європі є Multipor Xella, Німеччина (D100), Aeroc Energy, Україна (D150), BONOLIT group (D200), турецька компанія EGE Gazbeton (D200).

Світова практика будівництва енергоефективних будівель та багаточисельні дослідження утеплення будівель свідчать про те, що найбільший економічний і екологічний ефект досягається за рахунок економії енергії (до 40%) при утепленні будівель.

Автоклавний теплоізоляційний газобетон низької щільності AEROC Energy є екологічно чистим утеплювачем, який є аналогом німецькому Ytong Multipor, що широко використовується в європейській практиці, особливо для внутрішнього утеплення житлових будинків і будівель, що мають історичну цінність, статус пам'яток архітектури, тощо.

Прагнення до екологічно безпечного будівництва створює зростаючий попит на екологічно чисту будівельну продукцію. Не дивлячись на ефективну рекламну діяльність продукції компанії «Аерок», питання використання теплоізоляційного газобетону через необізнаність проєктувальників знач-

но відстає в Україні від європейської практики утеплення застарілого житлового фонду та новобудов, та потребує доопрацювання на усіх етапах, починаючи від питання технічного регулювання до вирішення маркетингових задач, що відкриють шлях до реалізації в Україні поширених в світі «зелених» стандартів будівництва, таких як LEED, BREEAM.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Вишне夫斯基 А.А., Гринфельд Г.И., Смирнова А.С. Текущее состояние рынка АГБ на 2019-2020 год. Сборник докладов V НПК «Современный автоклавный газобетон». Пятигорск, октябрь 2019. С.8-12.
2. Подволоцкий А.В. Состояние рынка блоков. Материалы 10-й Международной НТК «Опыт производства и применение ячеистого бетона автоклавного твердения» Минск, Могилев. 29-31 мая 2018. С.24-27.
3. Рудченко Д. Г. О повышении коэффициента конструктивного качества газобетона автоклавного твердения. Д. Г. Рудченко. Строительные материалы и изделия. 2011. № 4. С. 13-16.
4. Коровкевич В.В., Пинскер В.А и др. Малоэтажные дома из ячеистых бетонов. Рекомендации по проектированию, строительству и эксплуатации. Ленинград: ЛенЗНИИЭП., 1989. 284 с
5. Клиф Фадж, «Применение автоклавного газобетона в Великобритании, НПК Современный автоклавный газобетон, октябрь 2019, с. 78-83.
6. Ватин Н. И., Немова Д. В., Рымкевич П. П., Горшков А. С. Влияние уровня тепловой защиты ограждающих конструкций на величину потерь тепловой энергии в здании. Инженерно-строительный журнал. 2012. № 8. С.87.
7. Сердюк В. Р. Совершенствование нормативной базы производства ячеистых бетонов. В. Р. Сердюк. Строительные материалы и изделия. 2013. № 4. С. 60-63.
8. Техническое заключение о возможности использования полиуретанового клея. Электронный ресурс. URL: https://bonolit.ru/tekhnicheskaya-podderzhka/certifications/tytan_profional.pdf.

REFERENCES

1. Vishnevsky A.A., Grinfeld G.I., Smirnova A.S. (2019, October). The current state of the AGB market for 2019-2020. Collection of reports of the V NPK "Modern autoclaved aerated



- concrete". Pyatigorsk.
2. Podvolotskiy A. V. (2018, May 29-31). Block market condition. Materials of the 10th International Scientific and Technical Conference "Experience in the production and use of autoclaved aerated concrete" Minsk, Mogilev.
 3. Rudchenko D. G. (2011). On increasing the coefficient of constructive quality of autoclaved aerated concrete. D. G. Rudchenko. Building materials and products, 4.
 4. Korovkevich V.V., Pinsker V.A. and others. (1989). Low-rise houses made of aerated concrete. Recommendations for design, construction and operation. Leningrad, LenZNIIEP.
 5. Cliff Fudge. (2019, October). Application of autoclaved aerated concrete in Great Britain. NPK "Modern autoclaved aerated concrete". Pyatigorsk.
 6. Vatin N.I., Nemova D.V., Rymkevich P.P., Gorshkov A.S. (2012). Influence of the level of thermal protection of enclosing structures on the amount of heat energy losses in a building. Engineering and construction journal, 8, 87.
 7. Serdyuk V.R. (2013). Improvement of the normative base for the production of aerated concrete. Serdyuk V.R. Building materials and products.
 8. Technical report on the possibility of using polyurethane glue. Electronic resource. Retrieved from https://bonolit.ru/tekhnicheskaya-podderzhka/sertifikations/tytan_profional.pdf

Стаття надійшла до редакції 18.10.2021 року