

ISSN 2313-6669



Науково-технічний журнал

www.journal-niisk.com

НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

SCIENCE & CONSTRUCTION

2020'4





НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

4 (26) '2020

Виходить чотири рази на рік

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Заснований в лютому 2014 року.

Свідцтво 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: Овсяннікова Т.М. к.т.н., с.н.с., Україна

Комп'ютерна верстка: Чорна К.В., Україна

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол №11 від 03.12.2020).

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. Редакція 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" 2020

Підписано до друку: 07.12.2020

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

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

Замовлення № 1214 від 14.12.2020

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

- | | |
|----|--|
| 3 | Фаренюк Г.Г., Олексієнко О.Б.
Аналіз критеріїв оцінки фасадних конструктивних систем зі штукатурним шаром |
| 15 | Яковенко І.А., Дмитренко Є.А., Фесенко О.А.
Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів позакентровано розтягнутих залізобетонних конструкцій із малими ексцентриситетами |
| 26 | Лободанов М.М., Вегера П.І., Бліхарський З.Я.
Визначення несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженням за дії навантаження |
| 33 | Глуховський В.П. Самойленко С.М.
Визначення класу міцності бетону за динамічним модулем пружності при ультразвукових випробуваннях |
| 37 | Ковальський Р.К., Миколенко А.Д.
Палі, які виготовляються згідно технології «Controlled Modulus Columns» компанії «Менард» |



4 [26]' 2020

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: T. Ovsyannikova, PhD, Ukraine

Computer layout: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № №11 dated on 03.12.2020)

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», 2020

Signed for printing: 07.12.2020

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 № 1214 from 14.12.2020

Drawing: 100 copy

CONTENT

3

Farenjuk G.G., Oleksiienko O.B.

Analysis of assessment criteria of façade structural systems with rendering

15

Yakovenko I.A., Dmytrenko E.A., Fesenko O.A.

Calculation features of normal sections strength of excentrically stretched reinforced concrete constructions with small eccentricities

26

Lobodanov M.M., Vegera P.I., Blikharskyy Z.Y.

Determination of the bearing capacity of reinforced concrete beams with damages under loading

33

Hlukhovskyy V.P., Samoilenko S.M.

Concrete strength class determination by dynamic elasticity modulus in ultrasonic tests

37

Kovalskyy R.K., Mykolenko A.D.

Piles manufactured by technology of «Controlled Modulus Columns» of «Menard» company



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v26i4.1>

УДК 624.04:692.232:697.11:699.86



ФАРЕНЮК Г. Г.

Д-р техн. наук, професор,
директор Державного
підприємства "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



ОЛЕКСІЄНКО О. Б.

Канд. техн. наук, завідувач
відділом будівельної фізики та
енергоефективності Державного
підприємства "Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій",
м. Київ, Україна
e-mail: mb-elena@ukr.net
тел.: +38(066)93-84-096
ORCID ID: 0000-0002-5329-2217

АНАЛІЗ КРИТЕРІЇВ ОЦІНКИ ФАСАДНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ЗІ ШТУКАТУРНИМ ШАРОМ

Продовження. Початок див. у Переліку

*Перелік наукових робіт, що здійснювалися в ДП
НДІБК і продовженням яких є представлена робота*

1. Фаренюк Г.Г., Олексієнко О. Б. Аналіз нових критеріїв оцінки фасадних систем з штукатурним шаром з урахуванням європейського досвіду. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 2020, №80, Р.150-161. DOI: 10.31650/2415-377X-2020-80-150-1

2. Фаренюк Г.Г., Олексієнко О. Б. Методика проведення досліджень атмосферостійкості та довговічності захисного матеріалу покриття. *Науково-технічний журнал «Наука та будівництво»*, 2(24), 2020, С. 3 – 10. DOI: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v24i2.1>

3. Farenjuk G.G., Oleksiienko O.B. Development of methods for determining the term of effective exploitation of thermal insulation materials for 100 years. *Actual problems of engineering mechanics 2020* (№ 864), *Key Engineering Materials*, 2020, P. 80-92. DOI: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.80>

4. Farenjuk G.G., Oleksiienko O.B. Development of methods for determining the term of effective exploitation of thermal insulation materials for 100 years. *Actual problems of engineering mechanics 2020* (№ 864), *Key Engineering Materials*, 2020, P. 80-92. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.80>

5. Фаренюк Г.Г., Олексієнко О.Б. Температурні деформації теплоізоляційних матеріалів, що застосовуються у фасадній системі теплоізоляції з тонкошаровою штукатуркою. *Збірник наукових праць*. Київ, 2013. Вип. 77. С. 39 - 44.

6. Борисенко О.Б. Оцінка експлуатаційних якостей конструкцій фасадної теплоізоляції з тонкошаровою штукатуркою. *Світ геотехніки*. Запоріжжя, 2012. Вип. 2 (34). С. 31 – 33.

7. Фаренюк Г. Г., Борисенко О.Б. Стійкість

до кліматичних впливів конструкцій фасадної теплоізоляції з опорядженням штукатуркою. *Комунальне господарство міст: Наук.-техн. збірник*. Харків, 2013. Вип. 107. С. 3 – 9.

8. Борисенко О.Б., Качан Т.Ю., Геращенко О.О. Експериментальні дослідження температурних деформацій теплоізоляційних матеріалів фасадних систем з штукатурним шаром. *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 36. наук, праць. Рівне: НУВГП, 2013. Вип. 25. С. 21 – 27.

9. Фаренюк Г. Г., Борисенко О.Б. Исследование конструкций фасадной теплоизоляции с тонкослойной штукатуркой. *Новые идеи нового века – 2013: Материалы Тридцатой Международной научной конференции в 3 т. Тихоокеан. гос. ун-т. Хабаровск: Изд.-во ТОГУ*, 2013. Том. 2. С. 225 – 231.

10. Борисенко О.Б., Сидоренко М.В. Оцінка довговічності сучасних фасадних систем з тонким штукатурним шаром. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. Вип.2 (30). 2011. ПолтНТУ. С.252 – 258.

11. Чернявський В.В., Пашенко А.М., Борисенко О.Б. Аналіз дії температури та вологості зовнішнього повітря на розкриття тріщин штукатурного шару фасадної системи теплоізоляції. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*. № 697. Львів, 2011. С.244 – 247.

12. Чернявський В.В., Борисенко О.Б. Деструктивні фактори впливу на фасадну теплоізоляцію з штукатурним шаром. *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 36. наук, праць. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. 21. С. 552 – 560.

13. Чернявський В.В., Борисенко О.Б. Кліматичні фактори впливу на теплоізоляційні фасадні системи з тонким штукатурним шаром. *Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник*. К., КНУБА, 2010. Вип.37. С.559 – 564.



АНОТАЦІЯ

Вирішення стратегічного завдання із забезпечення зміни енергетичного статусу житлових та громадських будівель можливе тільки при застосуванні сучасних конструктивних рішень фасадної теплоізоляції. Як конструктивна система фасадна теплоізоляція виникла при реконструкції будівель і споруд, у вітчизняній будівельній практиці. Ці конструктивні рішення широко застосовуються і у новому будівництві, що обумовлює необхідність удосконалення системи критеріїв, які визначають можливість зниження питомих тепловтрат на опалення будинків з одночасним забезпеченням необхідної теплової надійності конструкцій під час експлуатації. У статті наводиться аналіз розробки та впровадження нових критеріїв оцінки фасадних систем зі штукатурним шаром з урахуванням європейського досвіду, розглядаються особливості імплементації європейських стандартів у національне нормативне поле. Стаття є продовження попередніх наукових робіт, що здійснюються у ДП НДІБК на протязі останніх п'ятнадцяти років направлені на розробку методологічних основ при створенні системи норм та стандартів, що забезпечує впровадження сучасних інноваційних технічних рішень у практику вітчизняного будівництва. В статті розглянуто особливості здійснення оцінки відповідності та визначення придатності застосування конструкцій фасадної теплоізоляції згідно методологічних принципів, що існують в Україні та країнах Європейської спільноти. У статті аналізуються вимоги, що встановлюються для конструкцій фасадної теплоізоляції з опорядженням штукатурками національним нормативним документом – ДСТУ Б В.2.6-36:2008 «Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками», та для цих конструкцій – згідно європейській термінології ETICS (Exterior Thermal Insulation Composite System), що встановлюються настановою з європейських технічних ухвалень та визначення придатності для застосування ETAG 004 «Guideline for European technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering».

КЛЮЧОВІ СЛОВА: фасадна система теплоізоляції, штукатурний шар, комплект, компонент, критерії оцінки, ДСТУ Б В.2.6-36:2008, ETAG 004:2013

ANALYSIS OF ASSESSMENT CRITERIA OF FAÇADE STRUCTURAL SYSTEMS WITH RENDERING

ABSTRACT

Strategic problem of ensuring the update of energy profile of residential and public buildings

may be solved if only recent design concept of facade thermal insulation is applied. The design concept, facade thermal insulation appeared in reconstruction of buildings and structures. In domestic construction practice, this design concept is also widely used in new structures and that is why it should be updated the system of criteria that determine the possible reduce in specific heat loss in heating of buildings and it should be ensured the desired heat safety of buildings when in service. The paper deals with the development and implementation of new criteria for assessment of façade insulation systems with rendering, addresses the European experience and features the implementation of European standards in the national regulatory framework. The paper follows the previous research conducted by the State Research Institute of Building Constructions for the last fifteen years with main scientific papers being referenced and aimed at the development of methodological base for system of norms and standards that ensure the implementation of innovations in the practice of domestic construction sector. The paper covers the details of conformity assessment and suitability for use of facade thermal insulation in accordance with the methodological principles applied both in Ukraine and countries of European Community. The paper provides an analysis of requirements set for facade thermal insulation with rendering by a national regulative document, DSTU B V.2.6-36: 2008 “Constructions of outward walls with façade heat-insulation with stucco facing”, and compares the requirements for ETICS (Exterior Thermal Insulation Composite System) set by Guideline for European Technical Approval of Exterior Thermal Insulation Composite System with Rendering (ETICS), ETAG 004 «Guideline for European technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering»4.

KEYWORDS: façade insulation system, layer of rendering, set, component, assessment criteria, DSTU B V.2.6-36: 2008, ETAG 004:2013

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Імплементація європейських норм у державні будівельних норм та стандарти повинна здійснюватися з урахуванням національних технологічних традицій, особливостей конструктивного парку та формування будівельного ринку. Задача максимального застосування інноваційних конструктивних рішень є актуальною для нашої країни, але слід враховувати сучасний стан розвитку знань з експлуатаційних властивостей принципово нових технічних рішень та розробляти повні та детальні методи перевірки відповідних технічних критеріїв для встановлення обґрунтованого терміну безпечної експлуатації будівельних конструкцій та виробів.



АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

У статті [1] наведений аналіз стану нормативних актів і документів стосовно конструкцій фасадної теплоізоляції та методичних основ створення системи норм та стандартів за цим напрямком. До складу національного комплексу норм та стандартів за напрямком входить стандарт ДСТУ Б В.2.6-36 [2], який встановлює вимоги до ETICS. У європейській системі норм аналогічний стандарт відсутній і його розробка тільки здійснюється.

Для продукції, яка не підпадає під дію чинних EN, у ЄС застосовується процедура технічної апробації (оцінки можливості до застосування згідно вимог безпеки), яка здійснюється на основі стандартів-настанов ЕТА або ЕТАГ. Визначення та оцінка експлуатаційних характеристик ETICS встановлюється вимогами ЕТАГ 004 «Guideline for European technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering» – Настанова з європейських технічних ухвалень Збірні системи зовнішньої теплоізоляції з опорядженням штукатурками [3]. Цей ЕТАГ визначає вимоги щодо характеристик композитних елементів зовнішньої теплоізоляції ETICS при використанні їх в якості зовнішньої ізоляції стін будівлі, методів контролю, критеріїв оцінювання для визначення характеристик при використанні за призначенням та орієнтовних умов для проектування та використання.

Автори проводять аналіз положень стандарту ДСТУ Б В.2.6-36 та зазначають необхідність його перегляду з урахуванням отриманого досвіду та нових знань, які були визначені під час його дії. У статтях [4, 5] визначено основні проблеми, які виникають при застосуванні конструкцій фасадної теплоізоляції при новому будівництві та термомодернізації будівель.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ

Основною задачею даного дослідження є проведення аналізу критеріїв оцінки фасадних систем теплоізоляції з штукатурним шаром за ДСТУ Б В.2.6-36:2008 та ЕТАГ 004 «Guideline for European technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering» (далі ЕТАГ 004).

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ ДОСЛІДЖЕНЬ

ДСТУ Б В.2.6-36 та ЕТАГ 004 встановлюють вимоги за показниками безпеки за механічною міцністю та стійкістю, пожежною безпекою, гігієною та впливом на навколишнє середовище, безпекою використання, захистом від шуму, енергетичною ефективністю та збереженням тепла. За методологією побудови названі нормативні документи співпадають, але в наданні

конкретних параметрів є відповідні розбіжності.

Порівняльний аналіз класифікації та основних складових комплексу фасадної системи з штукатурним шаром наведено в таблиці 1, дані якої свідчать про класифікаційну тотожність з наявністю відзнак тільки у представленні деяких компонентів.

Принциповим питанням є визначення об'єкту випробувань [1] – збірна система чи комплект, відповідно до чого встановлюються технічні вимоги та методи вимірювання якісних показників. Випробування, аналіз яких наведений нижче, здійснюються для комплектів фасадної теплоізоляції, а збірна система створюється вже під час будівництва [4] і її конструктивне рішення визначає експлуатаційні властивості будівлі.

Порівняння нормативних критеріїв оцінки комплектів за ЕТАГ 004 та ДСТУ Б В.2.6-36 наведено в таблиці 2. Свідченням того, що стандарти направлені на оцінку комплектів, а не збірних систем є відсутність в них вимог до показників механічного опору та стійкості стінових конструкцій будівель.

Критерії оцінки пожежної безпеки у національному та європейському стандартах суттєво відрізняються внаслідок принципово інших підходів у європейських стандартах до визначення параметрів горіння матеріалів та відповідної їх класифікації, тому їх порівняння неможливе, доки у вітчизняну систему оцінки не будуть введені більш складні критерії, ніж горючий чи негорючий матеріал.

Показники безпеки по міцності з'єднання шарів ETICS у [2] та [3] збігаються, але при цьому у [3] встановлюється вимога не залежно від типу теплоізоляційного матеріалу, а у [2] ці показники встановлюються диференційовано для пінопластового чи мінераловатного утеплювача. При цьому для мінераловатного утеплювача ці показники більш ніж в 5 разів менші, що потребує подальшого їх аналізу та перегляду.

Міцність на зсув у національному стандарті [2] взагалі не розглядається, як і показники стійкості до вітрових навантажень, що є недоліком стандарту, тому що конструкції ETICS, як показує практика їх експлуатації, необхідно обов'язково перевіряти особливо за показником міцності на відрив від вітрового розрядження.

Методичний підхід до регламентації показників із захисту від шуму та збереження тепла у [2] є більш вивіреним, де чітко встановлюються вимоги до збірної системи.

Регламентація показника паропроникності оздоблювального шару має суттєве значення для забезпечення нормального вологісного режиму збірної конструктивної системи в цілому та її експлуатаційних характеристик. Вимоги [2] за цим показником встановлювались на підставі обмеження можливої конденсації вологи на межі



Таблиця 1 - Класифікація та основні складові фасадної системи теплоізоляції за ДСТУ Б В.2.6–36:2008 та ETAG 004

№ п.п.	ДСТУ Б В.2.6–36:2008 «Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками»	ETAG 004 «Guideline for European technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering»
Назва		
1	Збірна система класу А	Комплект (складова комплекту – компонент) ETICS
Класифікація за матеріалом опоряджувального шару		
2	A1 – тонкошарові штукатурки завтовшки до 10 мм A2 – з масивними штукатурками завтовшки 10 мм та більше A3 – з опорядженням дрібно- штучними виробами	Не класифікують за матеріалом опоряджувального шару
За способом кріплення теплоізоляційних матеріалів		
3	К – клеєні високоадгезійним клеєм. K1 – суцільно по всій поверхні плити; K2 – окремими маяками K3 – окремими смугами	Клеєні ETICS: суцільно (по всій поверхні) або частково клеєні смугами та/або окремими маяками (мазками).
4	КД – клеєні із застосування механічно фіксуючих елементів	Клеєні ETICS із додатковими механічно фіксуючими кріпленнями
5	Д – скріплені механічно фіксуючими елементами	Механічно скріплені ETICS кріплять до стіни тільки за допомогою механічно фіксуючих елементів
6	ДК – скріплені механічно фіксуючими елементами із застосування клею	Механічно скріплені ETICS скріплені механічно фіксуючими елементами із застосуванням клею
7	Т – скріплені за рахунок торкретування теплоізоляційного матеріалу та його адгезії з поверхнею несучої стіни	Показник не класифікують
8	Показник не класифікують	Комплект ETICS Набір елементів, який поставляється комплектом на місце забудови ЕТА-володарем для формування ETICS, з «комплектом» визначеним відповідно до ЕС Керівного Документу С
Складові		
9	Грунтуючий шар	Допоміжні матеріали
10	Шар високоадгезійного клею	Клейовий шар
11	Теплоізоляційний матеріал	Ізоляційний виріб
12	Механічно фіксуючі елементи	Механічно фіксуючі елементи
13	Показник не класифікують	Штукатурна система – всі покриття, нанесені на зовнішню поверхню теплоізоляційного виробу разом з армуванням



Продовження таблиці 1

14	Захисний шар із втопленою армувальною сіткою з лугостійкого скловолокна	Армування – сітка зі скловолокна. Поділяють: – <i>Стандартна</i> сітка: вбудована в базовий шар по всій поверхні та безпосередньо з'єднана на стиках у більшості випадків шляхом перекриття з напуском – <i>Армувальна</i> сітка: вбудована в базовий шар додатково до стандартної сітки для підвищення ударостійкості
15	Вирівнюючий штукатурний шар (за потреби) або другий шар захисного покриття	Штукатурне покриття: – <i>Базове покриття</i> : Покриття наноситься безпосередньо на теплоізоляційний виріб; армування вбудовується в нього та забезпечує більшість механічних властивостей штукатурного покриття – <i>Основне покриття</i> : Дуже тонке покриття, яке може бути нанесене на базове покриття і призначене для підготовки поверхні для нанесення фінішного покриття – <i>Фінішне покриття</i> : Покриття, яке забезпечує захист від кліматичних впливів і може забезпечувати декоративне фінішне покриття, воно наноситься на базове покриття з/або без основного покриття. Якщо різниця між двома фінішними покриттями полягає тільки в розмірі часток, вони проектується як один тип
16	Декоративно захисне покриття	Декоративне покриття забезпечує додатковий захист від кліматичних впливів

утеплювач-оздоблення з регламентацію досить жорстких показників по мінімальній паропроникності матеріалу. У [3] цей показник може змінюватись у більшому діапазоні, тому при перегляді [2] слід провести додатковий аналіз з визначення значення допустимого опору паропроникності оздоблювального шару збірної конструктивної системи.

Питанням оцінки показників довговічності систем у [2] та [3] приділяється значна увага. Основа методик випробувань є однаковою, але згідно вимог [3] необхідно проводити більшу кількість циклів кліматичних впливів (не менш 80), ніж це встановлено у [2] (рис.1). Крім того, випробування за методикою [3] проводяться на дослідних зразках з площею 6,0 м², в той час як методика [2] дозволяє проводити випробування на зразках з розмірами 1,0x1,0 м. Таким чином, випробування за методикою [3]

є більш ресурсоемними та, відповідно, дорогими, ніж за методикою [2], що має враховуватися вітчизняними виробниками при переході на європейські методи оцінки ETICS.

Критеріями оцінки довговічності ETICS у методиках [2] та [3] є утворення тріщин, зміна кольору, руйнування лицьового шару, та виникнення інших дефектів. Різниця полягає у тому, що у [2] встановлений ще критерій теплової надійності, що характеризує властивість зберігання у часі теплоізоляційних властивостей комплексу [5]. Методика [3] встановлює вимоги до зберігання показника міцності на відрив штукатурного шару від теплоізоляційного шару комплексу. При проведенні досліджень довговічності ETICS доцільно проводити оцінку як по показнику теплової надійності, так і по показнику міцності з'єднання шарів.

У ДСТУ Б В.2.6-36 [2] не нормуються показни-



Таблиця 2 - Порівняльна таблиця нормативних критеріїв оцінки комплектів та їх складових (компонентів) за ДСТУ Б В.2.6-36:2008 та ETAG 004

№ п.п.	Нормовані критерії оцінки	ДСТУ Б В.2.6-36:2008 «Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками»	ETAG 004 «Guideline for European technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering»
1	2	3	4
Система (комплект)			
1	Механічний опір та стійкість	Не регламентується	
2	Пожежна безпека		
2.1	Реакція на вогонь	Вимоги ДБН В.1.1-7 [7], (негорючі (НГ), клас Г1 і клас Г2) з обмеженнями згідно ДБН В.2.6-33 [8]	Класифікація відповідно до EN 13501-1 [6] Євроклас А1 до F
3	Гігієна, здоров'я та середовище		
3.1	Виділення (емісія) небезпечних речовин	Контроль згідно з ДБН В.1.4-2.01 [не діючий]	Позначення небезпечних речовин включаючи концентрацію і та.ін. "Небезпечні речовини відсутні"
3.2	Водопоглинання (випробування на капілярність)	Коефіцієнт водопоглинання захисно-опоряджувального шару, за масою не більше: полімерцементні суміші - 0,5%; полімерні суміші - 0,2%	<i>Базове покриття:</i> порівняння 1кг/м ² та 0,5 кг/м ² після відповідно 1 год та 24 год. <i>Штукатурна система:</i> Середнє значення після 24 годин <i>Теплоізоляційний виріб:</i> не перевищує 1кг/м ² через 24 години
4	Безпека у використанні		
4.1	Міцність зчеплення (адгезійна міцність)		
4.1.1	Міцність зчеплення між базовим покриттям та теплоізоляційним виробом	не менше: на органічній основі 0,08 МПа, на мінеральній основі 0,015 МПа	§ 5.1.4.1.1 ETAG, мінімальне значення стійкості до руйнування не менше 0,08 Н/мм ² (МПа)
4.1.2	Міцність зчеплення між клейовим шаром та основою (несучою частиною стіни)	не менше 0,5 МПа у сухому стані та після попереминого заморожування відтавання	§ 5.1.4.1.2 ETAG, не менше ніж у сухому стані 0,25 Н/мм ² (МПа), після впливу води 0,08 Н/мм ² (МПа) через 2 год, 0,25 Н/мм ² (МПа) через 7 днів



Продовження таблиці 2

4.1.3	Міцність зчеплення між клейовим шаром та теплоізоляційним виробом	не менше: на органічній основі 0,08 МПа (кгс/см ²), на мінеральній основі 0,015 МПа (кгс/см ²)	§ 5.1.4.1.3 ETAG не менше ніж: у сухому стані 0,08 Н/мм ² (МПа), після впливу води 0,03 Н/мм ² (МПа) через 2 год, 0,08 Н/мм ² (МПа) через 7 днів
4.1.4	Міцність зчеплення клейкої піни	не нормується	мінімальне значення стійкості до руйнування не менше 0,08 Н/мм ² (МПа)
4.1.5	Сила кріплення (поперечний зсув)	не нормується	Випробування на зміщення є не обов'язковим для ETICS, якщо задовольняються критерії, що встановлені в § 5.1.4.2 ETAG
4.1.6	Випробування на зсув	не нормується	§ 5.1.4.2.1 ETAG Експериментальні данні U _c та рівняння для визначення L як функція від ΔT
4.2	Ударостійкість (ударостійкість твердого тіла та перфорації)	Дж, не менше: цоколь 10, стіни 1-го поверху 5, стіни вище 1-го поверху 3.	Категорії I, II, III Ударне навантаження – 3 і 10 Дж
4.3	Стійкість до вітрового навантаження механічно скріплених систем		
4.3.1	Розривні випробування кріплень	(Зусилля викидання дюбелів з несучої стіни)	Середнє та мінімальне значення руйнівного навантаження (у Н на кожне кріплення) у сухих умовах і, за необхідності, в умовах підвищеної вологості
4.3.2	Статичне випробування з піно- блоком	не нормується	Середнє та мінімальне значення руйнівного навантаження (у Н на кожне кріплення) у сухих умовах і, за необхідності, в умовах підвищеної вологості
4.3.3	Випробування на відрив від вітрового розрядження	не нормується	Експериментальні данні Q ₁ та формула для розрахунку опору конструкції R _d (§ 5.1.4.1.3 ETAG)



Продовження таблиці 2

5	Захист від шуму		
5.1	Ізоляція від повітряного шуму	ДБН В.2.6-33 [8] (вимоги ДБН В.1.1-31 [9])	$\Delta R_{W, heavy}$, $\Delta(R_W + C)_{heavy}$ і $\Delta(R_W + C_{tr})_{heavy}$ або $\Delta R_{W, direct}$, $\Delta(R_W + C)_{direct}$
			$i \Delta(R_W + C_{tr})_{direct}$
6	Економія енергії та збереження тепла		
6.1	Опір теплопередачі	не менше значень встановлених ДБН В.2.6-31 [10]	Формула для розрахунку
7	Критерій довговічності та експлуатаційної надійності		
7.1	Міцність зчеплення після старіння Фінішне покриття випробуване на стенді Фінішне покриття не випробуване на стенді	МПа не менше 0,08 з органічним утеплювачем, 0,015 з мінеральним утеплювачем	Не менше ніж 0,08 Н/мм ² (МПа) при руйнуванні в'язучого та клейового шару або розрив повинен спостерігатися в теплоізоляційному виробі якщо стійкість до руйнування менше ніж 0,08 Н/мм ² (МПа)
7.2	Тепловологісні цикли Стійкість системи до кліматичних впливів, циклів, не менше	Стійкість системи до кліматичних факторів не менше 60 циклів	Пройшов/не пройшов (див. § 5.0 ЕТАГ). Стійкість системи до кліматичних факторів не менше 80 циклів
7.3	Випробування (стійкість) на заморожування-відтавання (експлуатаційні якості)	Окремо не нормується	Стійкість до заморожування-відтавання не менше 30 циклів (зістарення). Не здійснюють: – якщо водопоглинання армованого базового покриття і штукатурного складає менше ніж 0,5 кг/м ² після 24 год; – не має жодного з дефектів (див. § 6.1.3.2.1 ЕТАГ); – стійкість до руйнування після циклів задовольняє вимоги (див. § 6.1.4.1.1 та/або 6.1.7.1 ЕТАГ)
7.4	Паропроникність (опір дифузії водяної пари)	теплоізоляція на органічній основі не більше 0,37 м ² годПа/мг, на мінеральній основі 0,18 м ² годПа/мг,	2,0 метри якщо система містить пінопластовий теплоізоляційний виріб; 1,0 метри – мінераловатний теплоізоляційний вирів
Компоненти			
Теплова ізоляція			
1	Механічний опір та стійкість	Вимоги до густини	Не встановлюються
2	Пожежна безпека		



Продовження таблиці 2

2.1	Реакція на вогонь	Вимоги ДБН В.1.1-7 [7], (НГ, Г1 і Г2 з обмеженнями)	Євроклас А1 до F
3	Гігієна, здоров'я та оточуюче середовище		
3.2	Водопоглинання	не нормується	не перевищує 1кг/м ² через 24 години часткового занурення згідно з EN 1609 [11]
3.3	Паропроникність	Не менше 0,05 мг/м год Па органічній основі, 0,08 мг/м год Па мінеральній основі	Згідно з EN 12086 [12]
4	Захист від шуму		
4.1	Динамічна жорсткість	не нормується	Згідно з EN 29052-1 [13]
4.2	Опір повітряного потоку (для пористих ізоляційних матеріалів)	не нормується	Згідно з EN 29053 [14]
5	Енергетична ефективність, збереження тепла		
5.1	Опір теплопередачі	Не більше $\lambda_{\max}=0,045$ Вт/м К	Не більше $\lambda_{\max}=0,065$ Вт/м К
6	Безпека у використанні		
6.1	Міцність на розрив направлений перпендикулярно до торців (в сухих умовах, в вологих умовах)	МПа, не менше 0,08-0,1 органічній основі, 0,02 мінеральній основі	Згідно з EN 1607 [15] (в сухих умовах). Мінімальне значення в МПа (в вологих умовах)
6.2	Міцність на зсув та модуль зсуву еластичності	не нормується	Згідно з EN 12090 [16]. Міцність на зсув $f_{tk} \geq 0,02$ Н/мм ² , Модуль зсуву $G_m \geq 1,0$ Н/мм ²
Анкери			
1	Безпека у використанні		
1.1	Стійкість до витягування анкеру	не нормується	Відповідно до ETAG 014 [17] (деклароване значення)
2	Економія енергії та збереження тепла		
2.1	Теплопередача анкерів	не нормується	Відповідно до EOTA TR 025 [18] (деклароване значення)
Профілі			
1	Безпека у використанні		
1.1	Наскрізне протягування кріплень з профілів (безпека у використанні)	не нормується	Найменше значення опору протягування повинно дорівнювати 500 Н
Штукатурне покриття			
1	Безпека у використанні		



Продовження таблиці 2

1.1	Випробування на розрив смужки штукатурного покриття	не нормується	Характерна ширина тріщини w_{rk} при повному розтріскуванні у повздовжньому та поперечному напрямках. Для органічних штукатурних систем середнє значення подовження при розриві ϵ_{ru} і відповіднє значення навантаження N_{ru}
Клейка піна			
1	Безпека використання		
1.1	Міцність на зсув та модуль зсуву	не нормується	Деклароване значення згідно ЕОТА «Методи випробування клейкої піни»
1.2	Поведінка після деформації	не нормується	Деклароване значення згідно ЕОТА «Методи випробування клейкої піни»
Армування			
1	Довговічність та експлуатаційна придатність		
1.1	Сітка зі скловолокна – розривна сила та видовження армувальної тканини	Розривне навантаження у вихідному стані $N/5$ см, не менше і в обох напрямках 1500, після старіння зменшення розривного навантаження не більше ніж на 50%	Після старіння 50% міцності від початкового стану, 20Н/мм
1.2	Металева дранка або сітка	не нормується	Мінімальна товщина цинкового покриття 20 мкм (≥ 275 г/м ²)
1.3	Інші армувальні матеріали	не нормується	В залежності від типу матеріалу

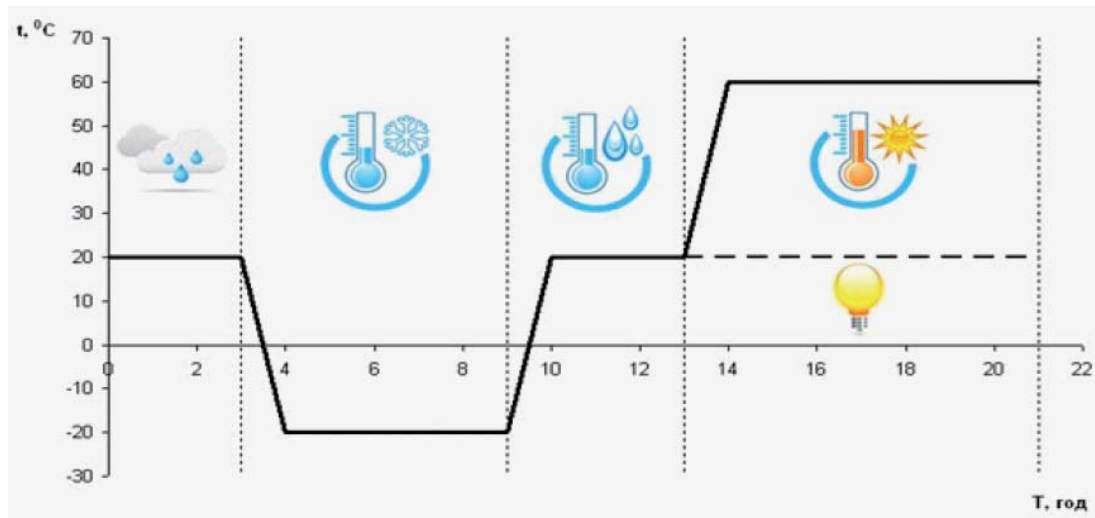


Рисунок 1 – Схема одного циклу випробувань показників довговічності згідно ДСТУ Б В.2.6-36 [2]

ки міцності з'єднання клейкої піни, водопоглинання ізоляційного матеріалу, опір повітряному потоку, гранична міцність на зсув та модуль зсуву у випробуванні на еластичність, стійкість до витягування анкеру, опір витягуванню кріплення з профілів, випробування на розрив смужки штукатурного покриття, межа міцності при зсуві і модулі зсуву клейкої піни та її деформація. Нормування цих показників у [3] дозволяє підвищувати загальну надійність збірних систем фасадної теплоізоляції.

ВИСНОВКИ

Національний стандарт ДСТУ Б В.2.6–36:2008, що встановлює вимоги до конструкцій зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією з опорядженням штукатурними шарами, був розроблений 15 років тому назад і потребує удосконалення існуючих та впровадження нових критеріїв оцінки фасадних систем з урахуванням сучасного досвіду впровадження інноваційних технічних рішень у практику вітчизняного будівництва.

Нова редакція стандарту має встановлювати особливості здійснення оцінки відповідності та визначення придатності застосування конструкцій фасадної теплоізоляції згідно методологічних принципів, що існують в Україні та європейській практиці.

У стандарті слід регламентувати більш акцентовані вимоги, які визначають експлуатаційні характеристики комплексів фасадної теплоізоляції, а також характеристики їх елементів. Також мають бути визначені вимоги до інсталяції комплексів і утворення збірної системи фасадної теплоізоляції.

Стандарт має бути переглянутий згідно вимог, що встановлюються до нового покоління нормативних документів – технічних специфікацій та регламентувати методи випробувань та підтвердження, які застосовуються для визначення необхідних

показників виробів пов'язаних з основними вимогами до споруд (розрахунки, випробування, технічні знання, досвід будівництва тощо).

Встановлення нових критеріїв, методів їх контролю та оцінки дозволить вивести нормативні вимоги на європейський рівень та проводити відповідні роботи з оцінки відповідності сучасним вимогам безпеки конструкцій і комплектів фасадної теплоізоляції з опорядженням штукатурками, що присутні на ринку нашої країни.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Фаренюк Г.Г. Експериментальна оцінка показників надійності ETICS. Наука та будівництво. 2019. Вип. 4 (22). С. 4 – 10.
2. ДСТУ Б В.2.6–36:2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками. К.: Мінрегіонбуд України. 2009. 43 с
3. ETAG 004. Guideline for European technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering. EOTA. 2011. 135 p.
4. Фаренюк Г.Г. Основи забезпечення енергоефективності будинків та теплової надійності огорожувальних конструкцій. К.: Гама-Принт. 2009. 216 с.
5. Farenjuk G. The determination of the thermal reliability criterion for building envelope structures. Scopus – Technical Journal. Vol. 13, No. 2. 2019. P. 129 – 133. DOI: <https://doi.org/10.31803/tg-20181123111226>
6. EN 13501-1. Fire classification of construction products and building elements: Part 1. Classification using test data from reaction to fire tests. CEN. 2007. 80 p.
7. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. К.: Мінрегіон України. 2017. 35 с.



8. ДБН В.2.6-33:2018. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування. К.: Мінрегіон України. 2018. 25 с.
9. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму. К.: Мінрегіон України. 2014. 85 с.
10. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. К.: Мінрегіон України. 2017. 33 с.
11. EN 1609. Thermal insulating products for building applications. Determination of short term water absorption by partial immersion. 1996.
12. EN 12086. Thermal insulating products for building applications. Determination of water vapour transmission properties. CEN. 2013. 9 p.
13. EN 29052-1. Acoustics. Method for the determination of dynamic stiffness. Materials used under floating floors in dwellings. CEN. 1992.
14. EN 29053 Acoustics. Materials for acoustical applications. Determination of airflow resistance.
15. EN 1607. Thermal insulating products for building applications. Determination of tensile strength perpendicular to the faces. CEN. 2013. 10 p.
16. EN 12090. Thermal insulating products for building applications. Determination of shear behavior. CEN. 2013. 13 p.
17. ETAG 014. Plastic anchors for fixing of external thermal insulation composite systems with rendering (short form: Plastic anchors for ETICS). EOTA. 2011. 49 p.
18. EOTA TR 025. Point thermal transmittance of plastic anchors for ETICS. EOTA. 2016.

REFERENCES

1. Farenjuk, G. (2019). Experimental evaluation of ETICS reliability factors. *Science and Construction*, 4 (22), 4 – 10.
2. Constructions of outward walls with facade heat-insulation with stucco facing. (2009) DSTU B V.2.6–36:2008. Kyiv: Ministry of regional development, construction and housing and utility services of Ukraine.
3. Guideline for European technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering. ETAG 004. (2011) EOTA.
4. Farenjuk, G. (2009). Basics of assurance of energy efficiency of buildings and thermal reliability of envelope. Kyiv: Gama-Print.
5. Farenjuk, G. (2019) The determination of the thermal reliability criterion for building envelope structures. *Tehnički Glasnik*, 13(2), 129-133. DOI: <https://doi.org/10.31803/tg-20181123111226>
6. Fire classification of construction products and building elements: Part 1 – Classification using test data from reaction to fire tests. (2007). EN 13501-1. CEN
7. Fire safety of construction. (2017). DBN B.1.1-7:2016. Kyiv: Ministry of regional development, construction and housing and utility services of Ukraine.
8. Constructions of outward walls with façade heat-insulation. (2018). DBN B.2.6-33:2018. Kyiv: Ministry of regional development, construction and housing and utility services of Ukraine.
9. Territories, buildings and structures protection against noise. (2014). DBN B.1.1-31:2013. Kyiv: Ministry of regional development, construction and housing and utility services of Ukraine.
10. Thermal insulation of buildings. (2017). DBN B.2.6-31:2016. Kyiv: Minregion of Ukraine.
11. Thermal insulating products for building applications. Determination of short term water absorption by partial immersion. (1996). EN 1609. CEN
12. Thermal insulating products for building applications. Determination of water vapour transmission properties. (2013). EN 12086. CEN.
13. Acoustics. Method for the determination of dynamic stiffness. Materials used under floating floors in dwellings. (1992). EN 29052-1. CEN.
14. Acoustics. Materials for acoustical applications. Determination of airflow resistance. (1993). EN 29053. CEN
15. Thermal insulating products for building applications. Determination of tensile strength perpendicular to the faces. (2013). EN 1607. CEN
16. Thermal insulating products for building applications. Determination of shear behavior. (2013). EN 12090. CEN.
17. Plastic anchors for fixing of external thermal insulation composite systems with rendering (short form: Plastic anchors for ETICS). (2011). ETAG 014. EOTA
18. Point thermal transmittance of plastic anchors for ETICS. (2016). EOTA TR 025. EOTA.

Стаття надійшла до редакції 19.08.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v26i4.2>

УДК 624.012.045



ЯКОВЕНКО І.А.

Д-р техн. наук, доцент, професор кафедри будівництва Національного університету біоресурсів і природокористування України, м. Київ, Україна, e-mail: i2103@ukr.net
ORCID: 0000-0003-4256-9855



ДМИТРЕНКО Є.А.

Канд. техн. наук, старший викладач кафедри будівництва Національного університету біоресурсів і природокористування України, м. Київ, Україна, e-mail: zdmitrenko26@gmail.com
ORCID: 0000-0001-9737-943X



ФЕСЕНКО О.А.

Канд. техн. наук, зав. сектору Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: fesenko@ndibk.gov.ua
тел. +38(044) 249-38-19
ORCID: 0000-0001-8154-2239

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ПОЗАЦЕНТРОВО РОЗТЯГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ МАЛИМИ ЕКСЦЕНТРИСИТЕТАМИ

АНОТАЦІЯ

Реалізована методика розрахунку міцності нормальних перерізів прямокутних плитних (оболончастих) залізобетонних елементів при плоскому позацентровому розтягу за деформаційним методом.

Проаналізовані результати розрахунку прямокутного залізобетонного нормального перерізу фрагменту плити із симетричним подвійним армуванням для випадку позацентрового розтягу із малими ексцентриситетами із варіюванням висоти та коефіцієнта армування перерізу. Розглянуто дві можливі форми рівноваги залізобетонного перерізу при плоскому позацентровому розтягу: позацентровий розтяг із великими ексцентриситетами; позацентровий розтяг, із малими ексцентриситетами – лінія дії зовнішньої розтягувальної сили знаходиться між стрижнями поздовжньої арматури перерізу, переріз майже повністю розтягнутий із порівняно невеликою висотою стиснутої зони бетону.

Досліджено характер зміни діаграм стану

перерізу « $N-\varepsilon_{cl}$ » при поступовій зміні НДС із позацентрового до центрального розтягу; досліджено ефект зменшення висоти стиснутої зони прямокутного перерізу при поступовому зменшенні ексцентриситету зовнішніх зусиль. Програмування та налагодження розрахункового алгоритму, аналіз та отримання результатів розрахунку виконувався у програмному комплексі «MathCAD 15».

Виявлено, що при зменшенні ексцентриситету зовнішніх зусиль стиснута зона бетону зменшується аж до повного її зникнення і при достатньо малих значеннях ексцентриситетів прикладення зусилля, за допомогою методики норм, рівновагу між зовнішніми і внутрішніми зусиллями знайти не вдається. Рівновага між зовнішніми і внутрішніми зусиллями знаходиться за допомогою дволінійної діаграми розподілу відносних поздовжніх деформацій (у стиснутій зоні).

Запропоновані варіанти вирішення даної задачі, без значної втрати точності, із використанням чисельного моделювання, які базують-



ся на алгоритмі розрахунку за методом граничних зусиль. Результати чисельного моделювання у програмному комплексі Ліра-САПР і відповідного математичного моделювання підтвердили раціональність і достатню точність подальших розрахунків за запропонованою методикою.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: деформаційна модель, позацинтротвий розтяг із малими ексцентриситетами, дволінійна діаграма «напруження-деформації», нормальні перерізи, залізобетонні конструкції

DETAILS OF STRENGTH CALCULATION OF NORMAL CROSS SECTIONS OF EXCENTRICALLY TENSIONED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH SMALL ECCENTRICITIES

ABSTRACT

Procedure of strength calculation of normal cross sections of rectangular reinforced concrete slab elements is given under flat eccentric tensile strength with the use of deformation method. The results of calculation are analyzed for normal cross section of rectangular reinforced concrete slab elements having symmetrical double reinforcement in case of eccentric tension with small eccentricities and varying height and reinforcement coefficient of cross section. The two possible forms of equilibrium of cross section in two-dimensional eccentric tension are found. These are eccentric tension with large eccentricity and eccentric tension with small eccentricity meaning that a tensile line is between longitudinal bars and the cross section is almost fully tensed compared to minor height of tensile area of concrete.

The changes of diagrams of cross section $N-\varepsilon_{cl}$ are investigated at gradual change of the stress-strain state from eccentric to central tension. The effect of reducing the height of the compressed area of rectangular section with a gradual decrease in the eccentricity of external forces is investigated. The calculation algorithm was programmed, debugged, analyzed and interpreted using the software package "MathCAD 15".

It is outlined that in case the eccentricity of external forces decreases, the compressed zone of concrete reduces and disappears, and in case of sufficiently small values of eccentricities of load application, the balance between external and internal forces cannot be found using the method of norms. The equilibrium between external and internal forces is found by means of a two-line diagram of distribution of longitudinal deformations (in the compressed area).

The proposed solutions of this problem represent sufficiently high accuracy, use numerical modeling with calculation algorithm based on a method of boundary forces. The results of numerical modeling using Lira-SAPR software and the relevant mathematical modeling have confirmed efficiency and sufficient accuracy of next calculations according to the proposed method.

KEYWORDS: deformation model, eccentric tension with small eccentricities, two-line stress-strain diagram, normal cross sections, reinforced concrete structures.

ВСТУП

Теоретичні дослідження та вдосконалення теорії розрахунку залізобетонних конструкцій при дії різноманітних впливів є вельми актуальною задачею. Розробляються нові концепції з розрахунку [1], вдосконалюються існуючі методики [2], у тому числі, із залученням розрахункового апарату механіки руйнування [3]. Відповідно до діючих будівельних норм України у сфері проектування залізобетонних конструкцій [4], [5] нормальні перерізи елементів розраховуються за граничними станами першої і другої групи із застосуванням деформаційного методу.

Основною особливістю даного методу є розв'язок системи нелінійних рівнянь і, як наслідок, використання чисельних методів розрахунку і персональних комп'ютерів для їхнього впровадження. Характерною особливістю вищезазначених норм є те, що у них практично не розглянуті випадки напружено-деформованого стану (НДС) нормальних перерізів при позацинтротвому розтягу, зокрема, у випадку дії малих ексцентриситетів і відсутні рекомендації щодо використання деформаційного методу. У практичних посібниках до норм [6–8] це питання також є недостатньо висвітленим.

АКТУАЛЬНІСТЬ

Позацинтротво розтягнуті елементи є достатньо розповсюдженими серед залізобетонних конструкцій. До таких типів відноситься досить широкий клас залізобетонних конструкцій – монолітні стіни резервуарів та прямокутних бункерів у плані, нижні пояси безрозкосних ферм покриття, конструкції трубопроводів, стінки циліндричних силосів, зернохосвищ, затяжки аркових конструкцій, тощо.

При визначенні НДС нормальних перерізів таких елементів, внаслідок меншої висоти стиснутої зони бетону, його міцність на стиск не використовується у повній мірі, як це відбувається при позацинтротвому стиску чи згині.

Виконання сучасних розрахунків залізобетонних конструкцій у системах автоматизованого проектування [2, 9] базується на побудові скінченно-елементних моделей стрижневих (які моделюють роботу балок, колон) та пластинчатих оболонкових скінченних елементів (які моделюють роботу плит, діафрагм, стін).

Тому пошук раціонального конструювання на основі реального дослідження та результатів розрахунку НДС нормальних перерізів позацинтротво розтягнутих елементів залізобетонних конструкцій за деформаційним методом є актуальною задачею. Отримані результати [10 та ін.] мають практичне



значення при реалізації запропонованих алгоритмів впровадження розрахунків залізобетонних конструкцій у сучасних програмних комплексах, базуючись на деформаційній моделі залізобетону [8] та проведенні більш точного, достовірного аналізу роботи таких конструкцій [10].

ЗАГАЛЬНА ЧАСТИНА

Вихідні дані. Для проведення дослідження авто-рами обрано прямокутний залізобетонний нормальний переріз фрагменту плити із подвійним армуванням стрижневою арматурою (рис. 1). Клас важкого бетону – С16/20, клас поздовжньої арматури – А400С.

При цьому варіювалися наступні параметри: висота перерізу h і коефіцієнт прийнятого армування ρ . Такий тип перерізу обрано внаслідок широкого застосування при моделюванні як стрижневих так і плитних (оболончатих) типів скінчених елементів. Із таких типів скінчених елементів складаються розрахункові моделі будівель та споруд при виконанні їхнього розрахунку у сучасних програмних комплексах (наприклад сімейства ПК «ЛІРА-САПР»). Вихідні дані задачі представлені у табл. 1.

Армування перерізу прийняте симетричним для запобігання впливу на зовнішній ексцентриситет (від зовнішніх зусиль відносно геометричного центра ваги перерізу) додаткового ексцентриситету (від зміщення

центра ваги перерізу внаслідок несиметричного армування). Слід зауважити, що при малих зовнішніх ексцентриситетах такий вплив є достатньо істотним та може призвести у деяких випадках до змінення НДС перерізу.

Розрахункові діаграми для бетону (рис. 2, а) та арматури (рис. 2, б) прийняті білінійними із відповідними параметрами, вказаними у діючих нормах [4].

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Напружено-деформований стан залізобетонного прямокутного перерізу – плоский позацентровий розтяг. Цей тип НДС є достатньо поширеним при визначенні необхідної площі арматури в оболончастих залізобетонних елементах. При реалізації подібних розрахунків за методом Вуда-Армера [11] виникає проблема значної тривалості їхнього виконання внаслідок великої кількості розрахун-

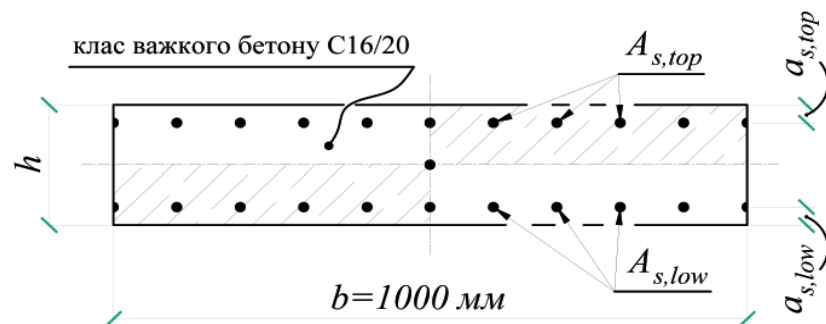
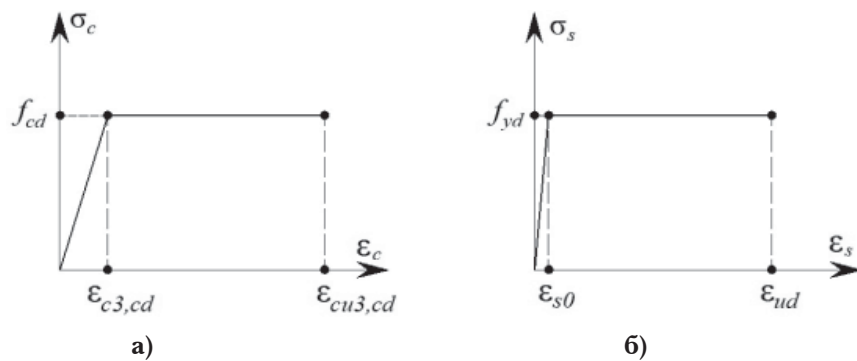


Рисунок 1 – Геометричні розміри та схема армування нормального перерізу залізобетонної плити

Таблиця 1 - Фізико-механічні характеристики та вихідні дані для розрахунку залізобетонного перерізу

Характеристики залізобетонного перерізу	Значення		
– висота перерізу – h , см	20	16	12
– ширина перерізу – b , см	100		
– площа поздовжньої арматури у верхній частині перерізу – $A_{s,top}$, см ²	11,31	6,5	2,25
– площа поздовжньої арматури у нижній частині перерізу – $A_{s,low}$, см ²	11,31	6,5	2,25
– відстань від верхньої грані плити до вісі арматури у верхній частині перерізу – $a_{s,top}$, см	3		
– відстань від нижньої грані плити до вісі арматури у нижній частині перерізу – $a_{s,low}$, см	3		
– коефіцієнт армування перерізу – ρ , %	1,33	1,0	0,5
– коефіцієнт приведення армування до бетону – α_s	7,407		



сили відносно центра ваги перерізу, см; y – відстань від крайньої розтягнутої грані бетону до центра ваги перерізу, см; b – ширина перерізу, см; χ – кривизна вигнутої осі у перерізі, визначається за формулою:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h} \quad (3)$$

Рисунок 2 – Білінійні діаграми стану матеріалів « σ - ε » прийняті при моделюванні: а) – для бетону; б) – для арматури

У формулі (3) прийняті наступні позначення:

$\varepsilon_{c(1)}$ – деформації бетону стиснутої фібри; $\varepsilon_{c(2)}$ – усереднені деформації розтягнутої фібри бетону; z_{si} –

кових комбінацій зусиль у порівнянні з методикою проф. Карпенка М. І. [12]. Саме тому для розробників комп'ютеризованих алгоритмів розрахунку залізобетонних конструкцій за методом Вуда-Армера також є актуальною задача зменшення терміну виконання розрахунків та їхня висока точність.

Система нелінійних рівнянь рівноваги (у загальному вигляді), яка описує роботу нормального залізобетонного перерізу при навантаженні (друга форма рівноваги), при трикутній епюрі стиснутої зони бетону (рис. 3,а), має наступний вигляд:

$$\begin{cases} \frac{b \cdot E_{cd} \cdot \varepsilon_{c(1)}^2}{2 \cdot \chi} + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} - N = 0, \\ \frac{b \cdot E_{cd} \cdot \varepsilon_{c(1)}^3}{3 \cdot \chi^2} + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot \frac{\varepsilon_{c(1)} - \chi \cdot z_{si}}{\chi} - M = 0, \end{cases} \quad (1)$$

де M , N – зовнішній момент та поздовжня сила, які діють на переріз, що розглядається; E_{cd} – розрахунковий модуль пружності бетону на стиск, МПа.

Зовнішній момент знаходиться за залежністю:

$$M = N \cdot (y + e_0 - x_1) \quad (2)$$

де e_0 – ексцентриситет прикладання зовнішньої

днені деформації розтягнутої фібри бетону; z_{si} – відстань i -го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу, см; A_{si} – площа i -го стрижня або прошарку арматури, см²; σ_{si} – напруження в i -ому стрижні або прошарку арматури, у МПа, визначаються за діаграмою деформування арматури (рис. 2, б) у залежності від відповідних деформацій ε_{si} , які визначаються за наступною залежністю:

$$\varepsilon_{si} = \chi \cdot (x_1 - z_{si}) \quad (4)$$

де x_1 – висота стиснутої зони бетону, см, яка визначається наступним чином:

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\chi} \quad (5)$$

У випадку трапецієвидної епюрі стиснутої зони бетону, система нелінійних рівнянь рівноваги перерізу (рис. 3, б) має наступний вигляд:

$$\begin{cases} \frac{b \cdot f_{cd}}{2 \cdot \chi} \cdot (2 \cdot \varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}) + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} - N = 0, \\ \frac{b \cdot f_{cd}}{3 \cdot \chi^2} \cdot (3 \cdot \varepsilon_{c(1)} \cdot \varepsilon_{c3,cd} - 2 \cdot \varepsilon_{c3,cd}^2) + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \times \\ \times \frac{\varepsilon_{c(1)} - \chi \cdot z_{si}}{\chi} - M = 0. \end{cases} \quad (6)$$

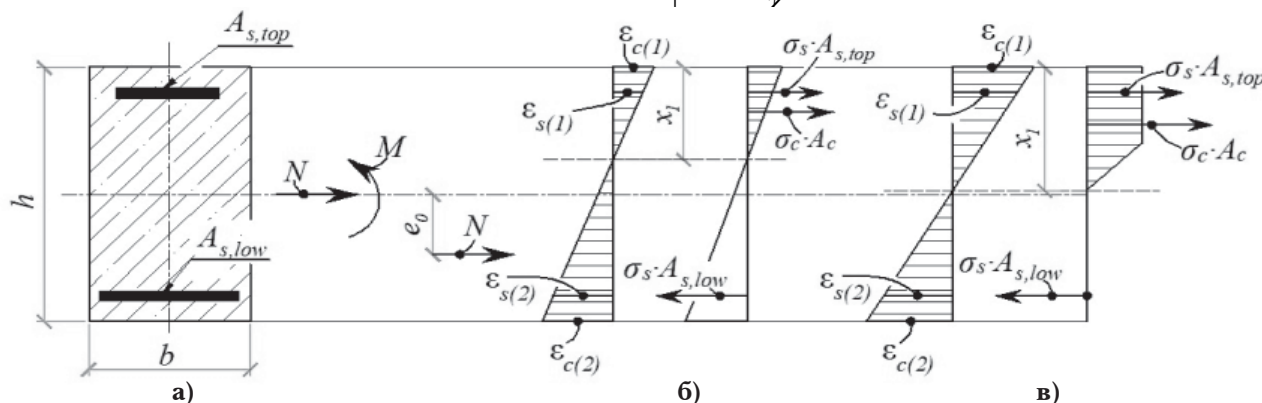


Рисунок 3 – Схема зусиль і розрахункові схеми напружень та деформацій при позацинровому розтягу залізобетонного стрижня: а) – поперечний переріз стрижня; б) – при трикутній епюрі стиснутої зони, в) – при трапецієвидній епюрі стиснутої зони



де f_{cd} – розрахунковий опір бетону на стиск, МПа; $\varepsilon_{c3,cd}$ – граничні пружні деформації стиску бетону (рис. 2, а)

Робота бетону на розтяг не враховувалась згідно із п. 4.1.1.1, ДСТУ [5].

Рішення системи рівнянь (6) виконувалось за методикою, представленою у Дод. А, ДСТУ [5] для одного перерізу багаторазово шляхом пошуку рівноваги між зовнішніми зусиллями M та N і зусиллями, що виникають у бетоні та арматурі. Реалізація наведеного алгоритму виконувалась шляхом підбору, до зафіксованого значення деформацій, більш стиснутої грані бетону $\varepsilon_{c(1)}$ відповідних деформацій розтягнутої грані $\varepsilon_{c(2)}$, при якому виникає рівновага. Підбір виконаний за допомогою комбінації чисельних методів – методів послідовних наближень, половинного ділення, січних. Крок підбору прийнятий $0,01 \cdot \varepsilon_{c(1)}$ (на відміну від рекомендованого у Дод. А, ДСТУ [5] кроку $0,1 \cdot \varepsilon_{c(1)}$). Для визначення міцності перерізу будувалась діаграма стану « N - $\varepsilon_{c(1)}$ » за характерними точками $\varepsilon_{c(1)}$, максимум якої дорівнював максимальному значенню поздовжньої сили N , яка сприймає переріз. Максимальне значення згинального моменту, який сприймає переріз при заданій комбінації зовнішніх зусиль визначається за формулою:

$$M = N \cdot e_0 \quad (7)$$

При вищевказаному значенні кроку деформацій $\varepsilon_{c(1)}$, діаграма « N - $\varepsilon_{c(1)}$ », повинна мати 100 точок. На кожному кроці $\varepsilon_{c(1)}$ при підборі деформацій $\varepsilon_{c(2)}$, розраховувались всі інші параметри НДС перерізу – (χ , x_l , σ_{si}) і після цього підставлялися у перше рівняння системи – формулу (1) або (6), при цьому N приймалося рівним нулю. Далі отримане значення внутрішнього зусилля N , яке сприймає переріз, помножувалось на ексцентриситет зовнішніх зусиль e_0 . Отримане таким чином зусилля згинального моменту M підставлялося у друге рівняння системи – формули (1) або (6) і при розрахованих вищевказаних параметрах НДС перерізу перевірялася рівновага. Таким чином, при обраному підході критерієм знаходження рівноваги

системи рівнянь (1) та (6) є близькість до нуля результату другого рівняння (рівняння моментів), а саме умова:

$$\sum M \leq \Delta M, \quad (8)$$

де ΔM – похибка вирішення системи рівнянь, кНм.

АНАЛІЗ ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ

Авторами розглянуті дві можливі форми рівноваги залізобетонного перерізу при плоскому позацентричному розтягу:

- позацентричний розтяг із великими ексцентриситетами, епюра деформацій двозначна, робота перерізу подібна до такого, що зазнає згину (рис. 4, а);
- позацентричний розтяг із малими ексцентриситетами – лінія дії зовнішньої розтягуючої сили знаходиться між стрижнями поздовжньої арматури перерізу, переріз майже повністю розтягнутий із порівняно невеликою висотою стиснутої зони бетону (рис. 4, б).

Таким чином, досліджено ефект зменшення висоти стиснутої зони прямокутного перерізу при поступовому зменшенні ексцентриситету зовнішніх зусиль M, N і особливості використання запропонованого у Додатку А, ДСТУ [5] алгоритму вирішення системи нелінійних рівнянь рівноваги при вищевказаному НДС.

Програмування та налагодження розрахунко-

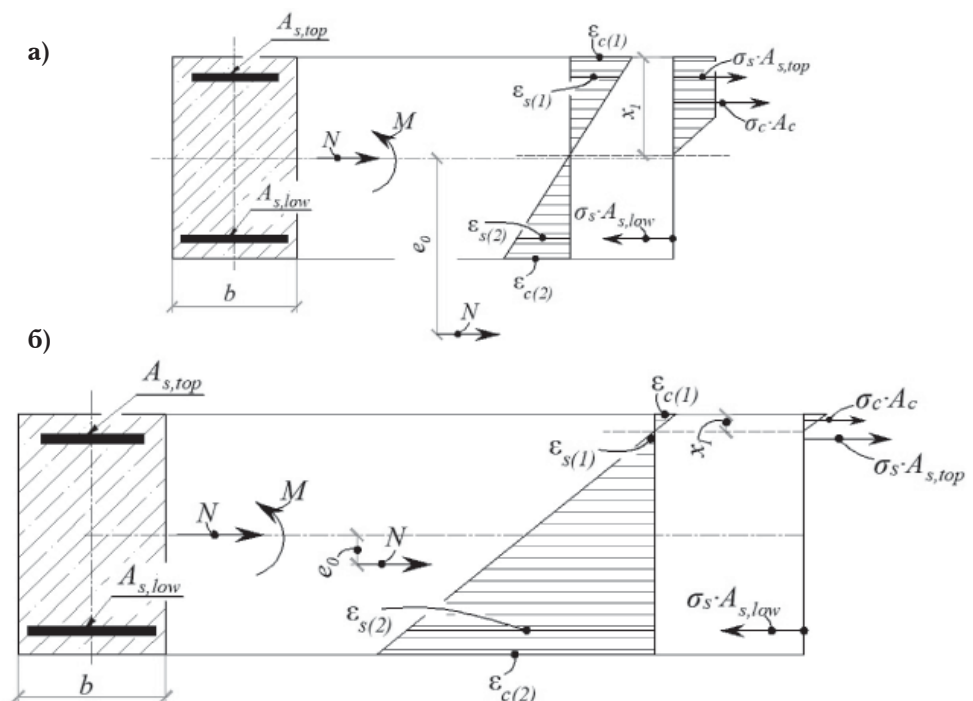


Рисунок 4 – Схема зусиль та форми рівноваги при позацентричному розтягу залізобетонного перерізу: а) із великими ексцентриситетами; б) із малими ексцентриситетами



вого алгоритму, аналіз та отримання результатів виконувався у програмному комплексі «MathCAD 15».

За першою формою рівноваги дослідного перерізу (рис. 4, а) – при дії зовнішніх зусиль $N = -2000 \text{ кН}$, $M = 600 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $e_0 = 30 \text{ см}$, $e_0/h = 1,5$ (лінія дії зовнішньої сили знаходиться за межами перерізу) рівновага знаходиться за характерними точками $\varepsilon_{c(1)}$ діаграми стану « $N - \varepsilon_{c(1)}$ », рис. 5. Несуча здатність залізобетонного перерізу при цьому становить – $N_{\max} = 169,5 \text{ кН}$; $M_{\max} = 50,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Якщо розглянути дію іншої комбінації зовнішніх зусиль $N = -2000 \text{ кН}$, $M = 120 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $e_0 = 6,0 \text{ см}$, $e_0/h = 0,3$, (при дії зменшеного у 5 разів M), у перерізі виникає друга форма рівноваги (рис. 4, б).

Для більш наочного відображення результатів розрахунків за допомогою алгоритму, що розглядається, побудовані графіки залежності ΣM від значень деформацій більш розтягнутої грані перерізу $\varepsilon_{c(2)} / \varepsilon_{c,\max}$, які відповідають значенням більш стиснутої грані перерізу $\varepsilon_{c(1)}$. Значення $\varepsilon_{c,\max}$ відповідають найбільшим значенням деформацій розтягу $\varepsilon_{c(2)}$, при яких виникає розрив арматури розтягнутої зони.

Згідно із отриманими даними при даній комбінації зусиль рівновага також встановлюється (графік залежності ΣM від $\varepsilon_{c(2)} / \varepsilon_{c,\max}$ перетинає вісь абсцис) на всіх 100 характерних точках діаграми стану « $N - \varepsilon_{c(1)}$ » (рис. 7), навіть при найбільших значеннях $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3d}$ (при значеннях $\varepsilon_{c(2)}$, близьких до максимальних $\varepsilon_{c,\max}$ – рис. 6, крива 1).

Несуча здатність перерізу при цьому становить – $N_{\max} = 484,3 \text{ кН}$; $M_{\max} = 29,06 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

При подальшому зменшенні значення зовнішнього моменту, при комбінації зовнішніх зусиль $N = -2000 \text{ кН}$, $M = 30 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $e_0 = 1,5 \text{ см}$, $e_0/h = 0,075$, рівновага знаходиться вже не на всіх точках діаграми « $N - \varepsilon_{c(1)}$ ».

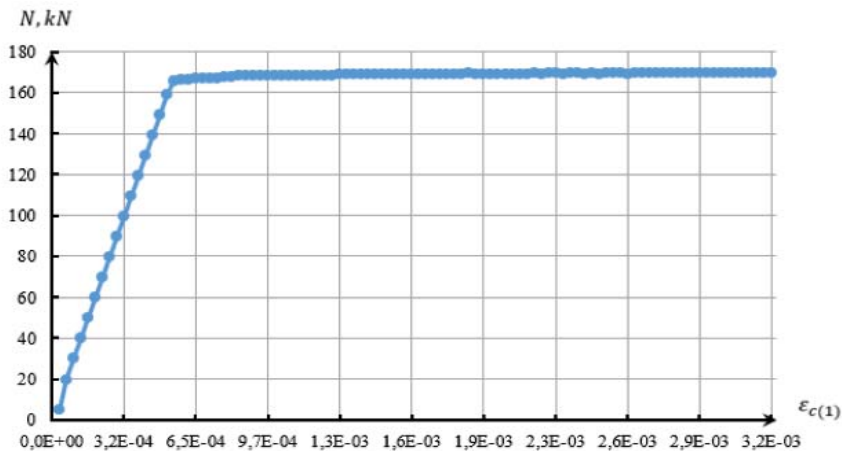


Рисунок 5 – Діаграма стану « $N - \varepsilon_{c(1)}$ » дослідного перерізу при $e_0 = 30 \text{ см}$

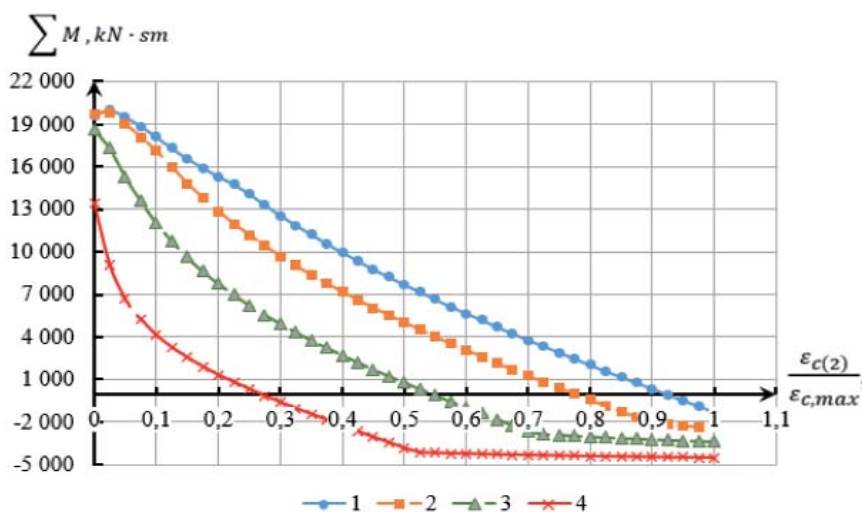


Рисунок 6 – Графіки залежності ΣM від значень $\varepsilon_{c(2)} / \varepsilon_{c,\max}$ при $e_0 = 6,0 \text{ см}$: 1 – при $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3d}$; 2 – при $\varepsilon_{c(1)} = 0,8 \cdot \varepsilon_{cu,3d}$; 3 – при $\varepsilon_{c(1)} = 0,5 \cdot \varepsilon_{cu,3d}$; 4 – при $\varepsilon_{c(1)} = 0,2 \cdot \varepsilon_{cu,3d}$

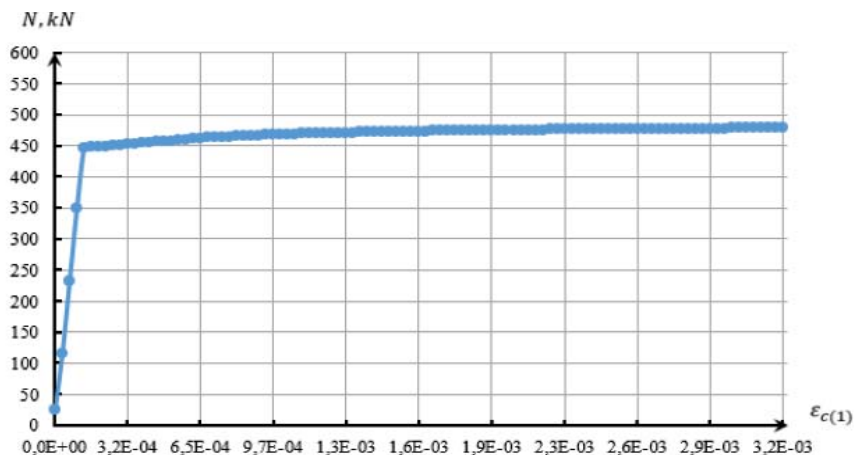


Рисунок 7 – Діаграма стану « $N - \varepsilon_{c(1)}$ » дослідного залізобетонного перерізу при $e_0 = 6,0 \text{ см}$

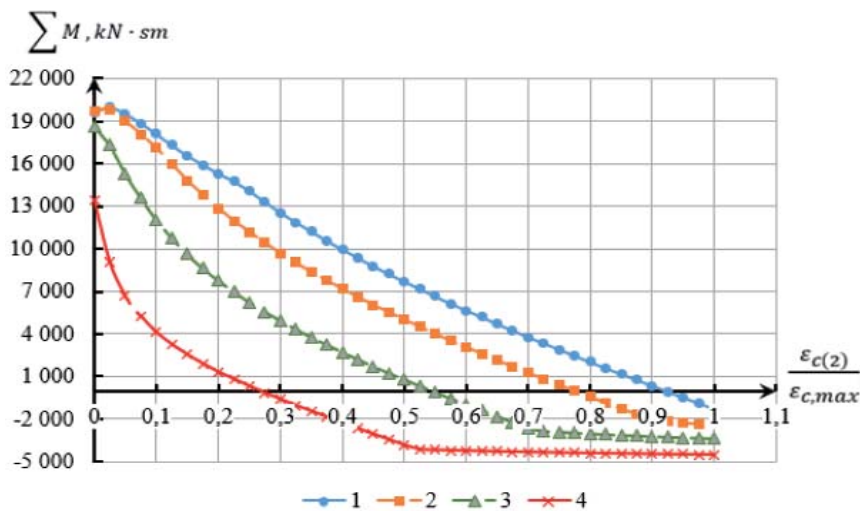


Рисунок 8 – Графіки залежності ΣM від значень $\varepsilon_{c(2)}/\varepsilon_{c,max}$ при $e_0 = 1,5 \text{ см}$: 1 – при $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3d}$; 2 – при $\varepsilon_{c(1)} = 0,8 \cdot \varepsilon_{cu,3d}$; 3 – при $\varepsilon_{c(1)} = 0,5 \cdot \varepsilon_{cu,3d}$; 4 – при $\varepsilon_{c(1)} = 0,2 \cdot \varepsilon_{cu,3d}$

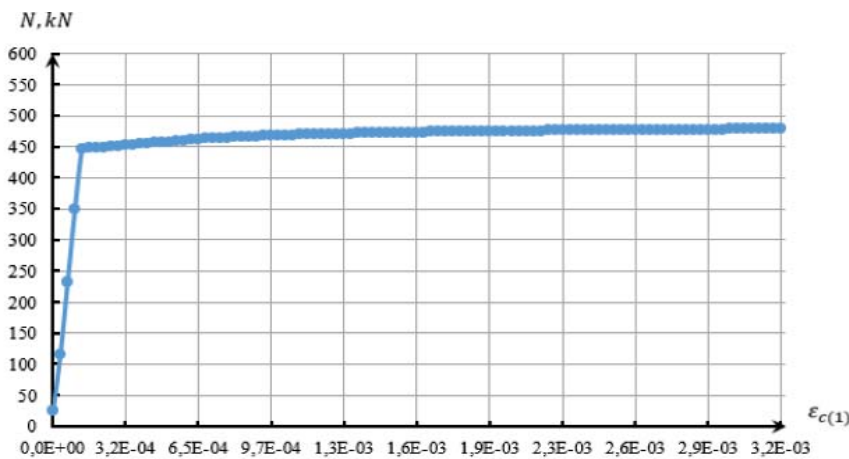


Рисунок 9 – Діаграма стану « $N - \varepsilon_{c(1)}$ » дослідного перерізу при $e_0 = 1,5 \text{ см}$

У цьому випадку при $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3d}$ та $\varepsilon_{c(1)} = 0,8 \cdot \varepsilon_{cu,3d}$ графік залежності ΣM від $\varepsilon_{c(2)}/\varepsilon_{c,max}$ не перетинає вісь абсцис (рис. 8, криві 1, 2). Рівновага знаходиться, починаючи з $\varepsilon_{c(1)} = 0,56 \cdot \varepsilon_{cu}$.

На рис. 9 ділянка нисхідної гілки діаграми при значеннях $\varepsilon_{c(1)} > 1,7 \cdot 10^{-3}$ відповідає значенням деформацій $\varepsilon_{c(1)}$, для яких при пошуку рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями настає розрив арматури розтягнутої зони, тобто система рівнянь (1) чи (6) не має рішення.

Порівнюючи діаграми стану перерізу « $N - \varepsilon_{c(1)}$ » при різних ексцентриситетах e_0 прикладання зовнішнього навантаження N, M (рис. 5, 7, 9) слід відзначити, що при зменшенні ексцентриситету для дослідного залізобетонного перерізу відбувається зменшення довжини похилої ділянки аж до повного її зникнення. Так, при

ексцентриситеті $e_0 = 30 \text{ см}$ її довжина складає: від $\varepsilon_{c(1)} = 0$ до $\varepsilon_{c(1)} > 5,9 \cdot 10^{-4}$; при $e_0 = 6,0 \text{ см}$ – від $\varepsilon_{c(1)} = 0$ до $\varepsilon_{c(1)} > 1,029 \cdot 10^{-4}$. При ексцентриситеті $e_0 = 1,5 \text{ см}$ вона взагалі відсутня.

Також, при зменшенні зовнішнього ексцентриситету e_0 (зменшенні згинального моменту M при постійній поздовжній силі N) зменшується значення $\varepsilon_{c(1)}$, при якому обрана система рівнянь має рішення, тобто зменшуються максимальні відносні деформації стиснутого бетону $\varepsilon_{c(1)}$, зусиллями. Це цілком відповідає фізичній картині дослідного процесу – при збільшенні зовнішнього розтягуючого зусилля N , розтягнута зона перерізу зростає, вплив стиснутого бетону на загальну міцність перерізу зменшується.

Якщо продовжити поступово зменшувати ексцентриситет прикладання зовнішніх зусиль e_0 , буде зменшуватися кількість характерних точок $\varepsilon_{c(1)}$, при яких буде знаходитись рівновага у перерізі. Результати розрахунків дослідних перерізів представлені у табл. 2. Але навіть при достатньо малих значеннях e_0 , близьких до границі переходу НДС перерізу від позацинтового розтягу із малими ексцентриситетами, до центрального розтягу за допомогою методики, представленій у Додатку А, ДСТУ [5], можна знайти

рівновагу між зовнішніми і внутрішніми зусиллями і оцінити несучу здатність перерізу, яка повністю визначається площею та міцністю розтягнутої арматури на розтяг. Але для успішного пошуку рішення системи рівнянь (1) або (6) потрібно зменшувати крок підбору від рекомендованого $\varepsilon_{c(1)} = 0,1 \cdot \varepsilon_{cu}$ до меншого, наприклад, до $\varepsilon_{c(1)} = 0,01 \cdot \varepsilon_{cu}$.

Альтернативним варіантом у цьому випадку може бути виконання розрахунку несучої здатності залізобетонного перерізу за формулами алгоритму, представленими у попередніх будівельних нормах [13], в основі якого покладений метод граничних зусиль. Додатковим аргументом на користь розрахунку саме за цим варіантом є його більша швидкість у порівнянні із ітераційним алгоритмом деформаційного

Таблиця 2 - Результати чисельних розрахунків дослідних залізобетонних перерізів

Геометричні розміри перерізу, $b \times h$, см	Зовнішні зусилля			Кривизна χ , см^{-1}	Деформації $\varepsilon_{c(1)}$ (рівновага)	Висота стиснутої зони перерізу, x , см	Верхнє армування, $\sigma_{s, \text{top}}$, МПа	Нижнє армування, $\sigma_{s, \text{low}}$, МПа	Несуча здатність перерізу		ρ , %
	M , кНм	N , кН	e_o , см						N_{int} , кН	M_{int} , кНм	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
20x100	600	-2000	30	1,15E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	2,81	-45,8	-364,0	169,5	50,85	1,3
	300	-2000	15	1,27E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	2,54	-122,5	-364,0	284,2	42,63	1,3
	150	-2000	7,5	1,43E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	2,25	-224,4	-364,0	429,5	32,21	1,3
	75	-2000	3,75	1,60E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	2,01	-332,5	-364,0	577,0	21,64	1,3
	50	-2000	2,5	1,40E-03	$0,86 \cdot \varepsilon_{cu}$	1,73	-364,0	-364,0	647,9	16,20	1,3
	40	-2000	2	1,59E-03	$0,7 \cdot \varepsilon_{cu}$	1,44	-364,0	-364,0	678,5	13,57	1,3
	30	-2000	1,5	1,56E-03	$0,56 \cdot \varepsilon_{cu}$	1,16	-364,0	-364,0	711,2	10,67	1,3
	20	-2000	1	1,54E-03	$0,41 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,86	-364,0	-364,0	746,1	7,46	1,3
	10	-2000	0,5	1,49E-03	$0,25 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,54	-364,0	-364,0	783,4	3,92	1,3
	5	-2000	0,25	1,47E-03	$0,17 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,37	-364,0	-364,0	803,0	2,01	1,3
16x100	1	-2000	0,05	1,23E-03	$0,07 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,18	-364,0	-364,0	819,2	0,41	1,3
	0,5	-2000	0,025	1,25E-03	$0,05 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,13	-364,0	-364,0	821,3	0,21	1,3
	600	-2000	30	1,32E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	2,44	-154,8	-364,0	81,5	24,46	1,0
	300	-2000	15	1,42E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	2,27	-219,0	-364,0	141,6	21,24	1,0
	150	-2000	7,5	1,57E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	2,05	-312,5	-364,0	224,7	16,85	1,0
	75	-2000	3,75	2,11E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	1,53	-364,0	-364,0	312,6	11,72	1,0
	50	-2000	2,5	2,10E-03	$0,76 \cdot \varepsilon_{cu}$	1,17	-364,0	-364,0	354,7	8,87	1,0
	40	-2000	2	2,03E-03	$0,63 \cdot \varepsilon_{cu}$	1,00	-364,0	-364,0	374,3	7,49	1,0

Продовження таблиці 2

Геометричні розміри перерізу, $b \times h$, см	Зовнішні зусилля			Кривизна χ , см^{-1}	Деформації $\varepsilon_{cl(1)}$ (рівновага)	Висота стиснутої, зони перерізу, x , см	Верхнє армування, $\sigma_{s, \text{top}}$, МПа	Нижнє армування, $\sigma_{s, \text{low}}$, МПа	Несуча здатність перерізу		ρ , %
	M , кНм	N , кН	e_0 , см						N_{int} , кН	M_{int} , кНм	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	30	-2000	1,5	2,01E-03	$0,51 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,82	-364,0	-364,0	395,7	5,94	1,0
	20	-2000	1	2,00E-03	$0,38 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,62	-364,0	-364,0	419,2	4,19	1,0
	10	-2000	0,5	1,97E-03	$0,24 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,393	-364,0	-364,0	444,9	2,22	1,0
	5	-2000	0,25	1,83E-03	$0,16 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,283	-364,0	-364,0	458,7	1,15	1,0
	1	-2000	0,05	1,72E-03	$0,07 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,13	-364,0	-364,0	470,2	0,24	1,0
	0,5	-2000	0,025	1,75E-03	$0,05 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,092	-364,0	-364,0	471,72	0,12	1,0
	600	-2000	30	2,44E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	1,33	-364,0	-364,0	25,0	7,49	0,5
	300	-2000	15	2,82E-03	$1,0 \cdot \varepsilon_{cu}$	1,15	-364,0	-364,0	43,8	6,57	0,5
	150	-2000	7,5	3,05E-03	$0,86 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,91	-364,0	-364,0	70,0	5,25	0,5
12x100	75	-2000	3,75	2,98E-03	$0,61 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,66	-364,0	-364,0	98,9	3,71	0,5
	50	-2000	2,5	2,93E-03	$0,48 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,53	-364,0	-364,0	114,3	2,86	0,5
	40	-2000	2	2,84E-03	$0,41 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,47	-364,0	-364,0	121,9	2,44	0,5
	30	-2000	1,5	2,82E-03	$0,35 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,40	-364,0	-364,0	129,5	1,94	0,5
	20	-2000	1	2,82E-03	$0,27 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,31	-364,0	-364,0	140,0	1,40	0,5
	10	-2000	0,5	2,63E-03	$0,18 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,221	-364,0	-364,0	151,1	0,76	0,5
	5	-2000	0,25	2,65E-03	$0,13 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,159	-364,0	-364,0	157,2	0,39	0,5
	1	-2000	0,05	2,74E-03	$0,06 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,07	-364,0	-364,0	162,4	0,08	0,5
	0,5	-2000	0,025	2,43E-03	$0,04 \cdot \varepsilon_{cu}$	0,053	-364,0	-364,0	163,118	0,04	0,5



методу, що може стати у нагоді при виконанні розрахунків арматури прямокутних перерізів за методом Вуда-Армера [11].

ВИСНОВКИ

При виконанні розрахунків міцністю нормальних перерізів за деформаційним методом позацинтрово-розтягнутих елементів залізобетонних конструкцій із малими ексцентриситетами знайдена рівновага між внутрішніми і зовнішніми зусиллями лише при двознаковій епюрі розподілу відносних поздовжніх деформацій (у випадку наявності стиснутої зони).

Встановлено, що при зменшенні ексцентриситету прикладання зусилля, стиснута зона бетону у перерізі зменшується аж до повного її зникнення – переріз стає повністю розтягнутим і за допомогою запропонованої у Додатку А, ДСТУ [5] методики реалізації деформаційного методу, рівновагу між зовнішніми і внутрішніми зусиллями знайти не вдається.

Запропоновані варіанти вирішення даної задачі без значної втрати точності розрахунків, найбільш доцільним із яких є перехід до методу граничних зусиль (який був прийнятий за основний у попередніх будівельних нормах [13]) і виконання подальшого розрахунку саме за цим методом.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Pavlikov A., Kochkarev D., Harkava O. Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures. Krakow, Poland, 2019.
2. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A., Dmitrenko E.A. The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete. Collection of research papers. Industrial engineering and construction. Poltava: National University "Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic", 2(47), 125–132.
3. Iakovenko I.A., Kolchunov V.I. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. Journal of Applied Engineering Science. 2017. Vol. 15, Article 455, P. 366–375. DOI: <https://doi.org/10.5937/jaes15-14662>
4. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний з 2011.07.01]. К.: Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ». 2011. 71 с.
5. ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний з 2011.06.01]. К.: Мінгеріонбуд України, 2011. 118 с.
6. Бабаєв В.М., Бамбура А.М., Пустовойтова О.М. та ін. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / за заг. ред. В.С. Шмуклера. Харків: Золоті сторінки, 2015. 208 с.
7. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010). Частина 1. Розрахунок за I групою граничних станів. К.: КНУБА, 2017. 168 с.
8. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6-98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.
9. Яковенко І.А. Трансформационный элемент, связывающий зависимости механики разрушения с теорией железобетона. Наука та будівництво. 2018. №4 (18). С. 28–37.
10. Колчунов В.І., Дем'янов А.І., Яковенко І.А., Гарба М.О. Приведение в соответствие опытных данных трещиностойкости железобетонных конструкций их теоретическим значениям. Наука та будівництво. 2018. №1 (15). С. 42–49.
11. Shin Myoungsu, Allan Bommer, James B. Deaton, Bulent N. Alemdar. Twisting moments in two-way slab. Concrete International. 2009. Vol. 78, P. 35-40.
12. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416с.
13. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. [Введены в действие с 1986-01-01]. М.: ЦТИП Госстроя СССР, 1989. 88 с.

REFERENCES

1. Pavlikov, A., Kochkarev, D., Harkava, O. (2019). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. Proceedings of the fib Symposium 2019. Kraków: CUT., 820-827.
2. Kolchunov, V.I., Yakovenko, I.A., Dmitrenko, E.A. (2016). The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete. Collection of research papers. Industrial engineering and construction. Poltava: National University "Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic", 2(47), 125–132.
3. Iakovenko, I., Kolchunov, V.I. (2017). The development of fracture mechanics hypotheses



applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*, 15, 455, 366–375. Retrieved from <https://doi.org/10.5937/jaes15-14662>

4. Structures of buildings and constructions. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. (2011). DBN V.2.6-98:2009. Kyiv: Minregionbud of Ukraine.
5. Structures of buildings and constructions. Concrete and reinforced concrete structures of heavy-weight concrete. Design rules: DSTU B V.2.6-156:2010. (2011).
6. Babaiev, V.M., Bambura, A.M., Pustovoi-tova, O.M. et al. (2015). Practical calculation of elements of reinforced concrete structures according to DBN V.2.6-98:2009 in comparison with calculations according to SNiP 2.03.01-84* and EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Shmukler B.S.(Ed). Kharkiv: Zoloti storinky.
7. Voitsekhivskyi, O.V., Zhuravskyi, O.D., Baida, D.M. (2017). Calculation of reinforced concrete structures using simplified diagrams of material deformation (according to DSTU B V.2.6-156:2010). Part 1. ULS calculation Kyiv: KNUBA.
8. Bambura, A.M., Pavlikov, A.M., Kolchunov, V.I. et al. (2017). Practical reference guide for calculation of reinforced concrete structures according to acting regulation of Ukraine (DBN V. 2.6–98:2009) and new deformation models developed for supersession. Kyiv: Toloka.
9. Yakovenko, I.A. (2018). Transformational element connecting dependencies of failure mechanics and reinforced concrete theory. *Science and Construction*, 4(18), 28–37.
10. Kolchunov, V.I., Demianov, A.I., Yakovenko, I. A., Garba, M.O.(2018). Harmonization of experimental data and theoretical values of crack resistance of reinforced concrete structures. *Science and Construction*, 1 (15), 42–49.
11. Myoungsu Shin, Allan Bommer, James B. Deaton, Bulent N. Alemdar. (2009) Twisting moments in two-way slab. *Concrete International*, 78, 35-40.
12. Karpenko, N.I. (1996). General models of reinforced concrete mechanics. Moscow: Stroyizdat.
13. Concrete and reinforced concrete structures. (1989). SNiP 2.03.01–84* from the 1st January 1986. Moscow: TSTIP Gosstroy USSR.

Стаття надійшла до редакції 28.08.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v26i4.3>

УДК 624.012.3/4:624.072.2



ЛОБОДАНОВ М.М.

Аспірант, Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна, e-mail: maksym.m.lobodanov@lpnu.ua, тел. +38 (068) 995-34-66, ORCID: 0000-0001-5282-6865



ВЕГЕРА П.І.

Канд. техн. наук, асистент, Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна, e-mail: pavlo.i.vehera@lpnu.ua, ORCID: 0000-0002-3437-1825



БЛІХАРСЬКИЙ З.Я.

Д-р техн. наук, професор, Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна, e-mail: zinovii.y.blikharskyi@lpnu.ua, ORCID: 0000-0002-4823-6405

ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПОШКОДЖЕННЯМ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

АНОТАЦІЯ

В статті наведено результати експериментальних та теоретичних досліджень залізобетонних балок з пошкодженням бетону в стиснутій зоні за дії навантаження. Для порівняння впливу пошкодження, було виконано дослідження залізобетонних балок без пошкодження, з пошкодженням без дії навантаження і з пошкодженням за дії навантаження. В останньому випадку зменшення стиснутої зони здійснювалось при рівні 0,3 від руйнівного навантаження контрольного зразка. Таким чином, пошкодження здійснювалось в першій стадії напружено-деформованого дослідного зразка - до появи тріщин. Для моделювання було взято розрахункову програму FEMAP, з використанням розрахункового апарату NX Nastran. Пошкодження здійснене по середині стиснутої зони розмірами 30х20мм. Для теоретичного моделювання використовувався програмний розрахунковий комплекс FEMAP з використанням обчислювального апарату NX Nastran. Також, було проведено порівняння розподілу внутрішніх напружень експериментального і теоретичного зразків при пошкодженні бетону. Дослідження показало збільшення несучої здатності при пошкодженні елемента при навантаженні 0,3 від очікуваної величини

руйнівного навантаження контрольного зразка, в порівнянні при пошкодженні до дії навантаження. Втрата несучої здатності при пошкодженні під дією навантаження в порівнянні зі зразком без пошкоджень становить 18,9%. Пошкодження впливає і на тріщиностійкість елемента, та утворення не типових тріщин. Утворення не типових тріщин відбувається за рахунок зміни напрямку головних напружень із виконанням пошкодження. Цей досвід показав, що допустиме відхилення не було перевищено за рахунок значного зменшення точності розрахунку. Однак, при необхідності можна зменшити відсоток відхилення показань через складність розрахунку. Існують різні способи зменшити відхилення, підвищити відповідності фізико-механічних характеристик матеріалів (наприклад, використовувати нелінійні діаграми замість білінійних), збільшення кількості кінцевих елементів та інші. А також їх комбінації.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетонні балки, міцність, пошкодження, дефекти

DETERMINATION OF THE BEARING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH DAMAGES UNDER LOADING



ABSTRACT

Results of experimental and theoretical research of reinforced concrete beams with damaged concrete in a compressed zone under the load are considered in the paper. To compare the impact, reinforced concrete beams without damage, with damage and with damage under load were studied. In this latter case, the reduction of the compressed zone was carried out at the level of 0.3 of destructive load of control sample. Thus, the damage had been carried out in the first stage of the stress-strain test samples until cracks appeared. For modelling, the FEMAP calculation program and the NX Nastran calculation software were used. The damage was made in the middle of a compressed zone of 30x20 mm. For the theoretical modelling, the FEMAP calculation program and the NX Nastran calculation software were used. A comparison of the distribution of internal forces of experimental and theoretical samples of damaged concrete was also made. The study showed an increase in the bearing capacity when the element is damaged at load of 0.3 of the expected destructive load of control sample in comparison with damage prior loading. The loss of bearing capacity due to damage under the load in comparison with the sample without damage is 18.9%. Damage effects both crack resistance and appearance of atypical cracks. Atypical cracks appear due to change of direction of major forces during damaging. This experience showed that the permissible deviation was not exceeded without significant erasure of the calculation accuracy. However, it is possible to reduce the percentage of deviation in the readings due to complicated calculation, if necessary. There are various methods to reduce deviation, to increase the correspondence of physical and mechanical properties of materials (for example, use of non-linear diagrams instead of bilinear ones), to rise the number of finite elements, as well as combinations of these methods.

KEYWORDS: reinforced concrete beam, strength, damages, defects

ВСТУП

Широке використання залізобетонних елементів на теренах України, зумовлене багатьма аспектами, серед яких можна виділити геоелекономічний. Тенденції відкритого ринку часто приводять до необхідності переобладнання і модернізації існуючих будівель під потреби ринку. Це створює необхідність в обстеженні та встановленні залишкової несучої здатності об'єктів. В значній кількості елементи конструкції будівель були під впливом негативних чинників зовнішнього середовища, також є певний відсоток конструкцій виготовлених з дефектами. Вище вказані чинники безпосередньо впливають на напружено-деформований стан елементів експлуатованої будівлі. Також не слід нехтувати пошкодженнями, що виникають при транспортуванні і монтажі, які призводять до сколювань захисного шару, утворення тріщин та інших пошкоджень. Усі перераховані дефекти та пошкод-

ження безпосередньо впливають на відповідність реального напружено – деформованого стану запроєктованому.

Найбільш поширеними пошкодженнями, є пошкодження захисного шару елемента. Проте найбільш небезпечним для залізобетонних елементів, які працюють на згин, є пошкодження бетону в стиснутій зоні.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Місцеві корозійні пошкодження залізобетонних балок розглянуто в статті [1]. В даній праці описано два типи експериментальних дослідів: перша серія розроблена з незначними експлуатаційними пошкодженнями, які можуть бути кваліфіковані згідно [2] як задовільний (стан II). Залізобетонні балки другої серії розроблені з дефектами, що виникають при виготовленні та корозійними пошкодженнями (втрати площі поперечного перерізу робочої арматури до 10 %).

В роботі [3] розглядається вплив факторів пошкодження таврових балок на величину їх руйнівного навантаження. В процесі обробки отриманих експериментальних даних за методикою [4], з видаленням незначущих коефіцієнтів рівнянь регресії, отримана адекватна математична модель, що володіє достатньою інформаційною корисністю і за якою можна оцінити вплив досліджуваних факторів на вихідні параметри балок, виконати геометричну інтерпретацію.

Дослідження розповсюдження корозії в залізобетонних елементах за рівномірного і нерівномірного пошкодження [5], отримано як результат використання функції Гаусса в розрахунку методом скінчених елементів для прогнозування поширення корозії, з варіативністю розрахунку в поширенні як рівномірно так і не рівномірно.

До визначення залишкової здатності пошкоджених згинаних залізобетонних елементів з акцентуацією на балках таврового профілю звертаються в роботі [6]. Як зазначає висновок в роботі, моделювання пошкоджень згинаних залізобетонних елементів в програмних комплексах, на основі методу скінчених елементів, є шляхом до визначення залишкової несучої здатності, але це досить трудомісткий процес.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Поставлена мета: виконати дослідження впливу на міцність та деформативність пошкодження бетону в стиснутій зоні залізобетонної балки за дії навантаження.

Виконання даної мети можна розділити на наступні завдання:

- виконання випробувань залізобетонних балок без пошкодження;
- проведення досліджень залізобетонних балок пошкоджених без дії навантаження та залізобетонних балок пошкоджених при



- навантаженні 0.3 від очікуваного руйнівного навантаження контрольних зразків;
- моделювання в програмному комплексі FEMAP та проведення розрахунку з використанням розрахункового апарату NX Nastran;
- аналіз та порівняння отриманих результатів.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

Конструкція дослідних зразків. Залізобетонні балки виготовлені з бетону класу C35/45 [7,8]. Об'єктом дослідження виступали залізобетонні балки, довжиною 2100 мм, з прямокутним перерізом розмірами 200×100 мм. Виготовлені зразки мають армування, у вигляді робочої розтягнутої арматури Ø14 мм, стиснутої арматура в зоні максимальної поперечної сили – Ø10 мм. Поперечне армування виконано гладкою арматурою Ø8 мм, що розміщена в приопорних зонах [9].

Методика експериментальних досліджень. Дослідження проводилось за схемою однопролітної балки, де розрахункова довжина становила $l_0=1900$ мм. Навантаження здійснювалось двома зосередженими силами розміщеними в 1/3 прольоту балки.

Розміщення кільцевих динамометрів зроблено для збільшення висоти між траверсою і дослідним зразком та можливості виконання пошкодження за дії навантаження.

Для виконання вище вказаних завдань була сформована програма досліджень (табл.1).

Маркування реалізоване наступним чином: БЕ – експериментальна контрольна балка, або БТ – балка теоретична, змодельована в програмному комплексі FEMAP; перша цифра – номер серії дослідження; друга цифра – номер дослідного зразку.

Експериментальні дослідження. Навантаження здійснювалось статичним методом, одноразово.

Залізобетонна балка першої серії була зруйнована, досягненням фізичної границі текучості арматури, яке працювало на розтяг. Фотографії випробуваних зразків зображено на рис. 1.

Оскільки в центральному перерізі в стиснутій зоні бетону відсутнє додаткове армування, зразок зруйну-

вався через настання текучості арматури і як наслідок викришування стиснутої зони та руйнування поперечного перерізу.

Експериментальний зразок 2-ї серії був пошкоджений до дії навантаження. Розміри пошкодження 20х30 мм, виконані по середині прольоту, де виникають найбільші концентрації напружень бетону при роботі на стиск.

Руйнування експериментального зразку БЕ 2.1 відбулось за рахунок досягнення фіброю бетону граничних значень ε_{cu1} , ε_{cu2} в стиснутій зоні. Результат випробування зразків БЕ 2.1 наведено на рис. 2.

Експериментальний зразок 3-ї серії був пошкоджений при навантаженні 0.3 від очікуваного руйнівного навантаження контрольного зразку. Розміри пошкодження ті ж самі - 20х30 мм, виконані посередині прольоту.

Руйнування експериментального зразка БЕ 3.1 відбулось за рахунок сумісного руйнування, як фібровими деформаціями бетону граничних значень ε_{cu1} , ε_{cu2} в стиснутій зоні, так і внаслідок досягнення граничних деформацій ε_{ud} в розтягнутих стрижнях арматури. Результат випробувань БЕ 3.1 відображений на рис. 3.

Теоретичні дослідження. Експериментальні зразки були змодельовані в програмному комплексі FEMAP, з заданням реальних фізико-механічних характеристик об'єктів. З метою підвищення відповідності до експериментальних даних було: задано нелінійних характеристик матеріалів; роздроблення на елементи розмірами 10х10 мм; змодельовано металеві платформи під кільцеві динамометри. Використання елементів розміром 10х10 мм зумовлене нанесенням пошкоджень кратних 10 мм. Використання нелінійних характеристик необхідне для підвищення точності розрахунку.

При проведенні теоретичного розрахунку залізобетонної балки 1-ї серії було проведено порівняння результатів. Для порівняння були взяті покази індикатора годинникового типу №1 див. рис.4,5.

Таблиця 1 - Програма експериментальних досліджень

№	Шифр дослідної балки	Серії досліджень	Опис дослідних зразків
1.	БЕ 1.1	1	контрольні зразки (без пошкодження)
2.	БТ 1.2		
3.	БЕ 2.1	2	зразки з пошкодженням до дії навантаження (пошкодження розмірами 20х30мм)
4.	БТ 2.2		
5.	БЕ 3.1	3	зразки з пошкодженням за дії навантаження (пошкодження розмірами 20х30мм)
6.	БТ 3.2		



Рисунок 1 – Характер руйнування контрольних балок серії 1-ї, (а) зовнішня та (б) внутрішня сторона



Рисунок 2 – Характер руйнування контрольних балок серії 2-ї, (а) зовнішня та (б) внутрішня сторона



Рисунок 2 – Характер руйнування контрольних балок серії 2-ї

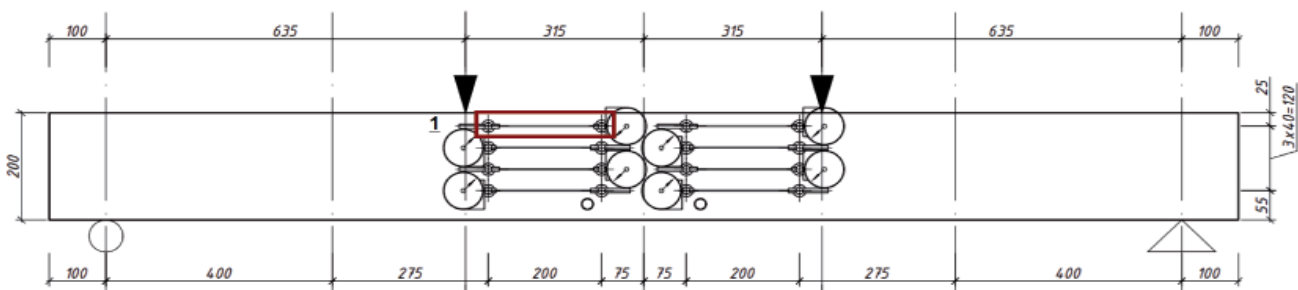


Рисунок 4 – Схема розміщення індикаторів годинникового типу на залізобетонній балці 1-ї серії

Отримання напружень бетону визначається, середнім значенням напружень елементів розміщених в діапазоні бази індикатора годинникового типу (200 мм). Для прикладу зображено напруження бетону контрольної балки за дії навантаження 8.75 кН (0.875 тс) на рис. 6.

Отриманні результати при розрахунку в програмному комплексі FEMAP з використанням розрахункового апарату NX Nastran показують задовільну розбіжність - максимальна розбіжність становить 10.1% при навантаженні 27.2 кН. В діапазоні 0...12.5 кН дії навантаження похибка варіюється від 0.1...7.6%. Зниження похибки можливе підвищенням точності розрахунку,

різними шляхами: задання більш детальних діаграм матеріалів, підвищення кількості градацій розрахунку. Оскільки найбільша похибка є задовільною, то в підвищенні точності розрахунку немає потреби. На даний період в розрахунковій моделі кількість елементів становить 306 тис.

Результати експериментальних та теоретичних досліджень. Згідно діючих норм [8] критерій вичерпання несучої здатності прийнято такі умови :

- втрата рівноваги між внутрішніми і зовнішніми зусиллями;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень

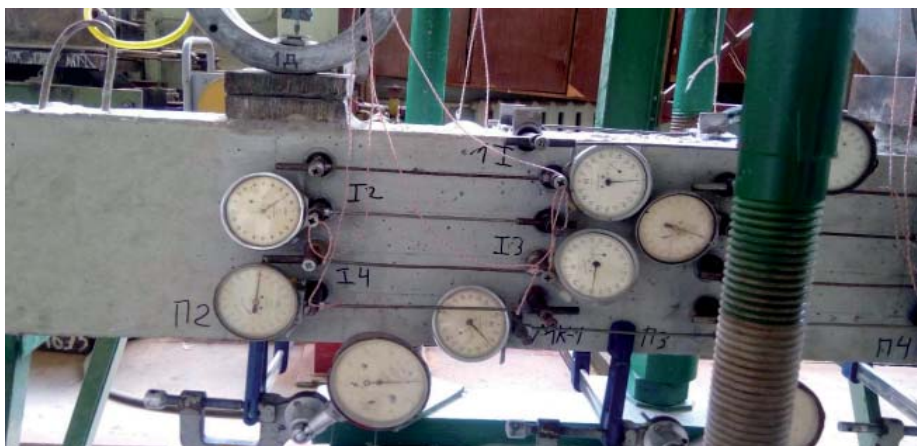


Рисунок 5 – Розміщення індикатора годинникового типу на залізобетонній балці 1-ї серії при проведенні експерименту

ϵ_{cu1} , ϵ_{cu2} , або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} .

Для експериментальних зразків 1-ї серії руйнування (вичерпання несучої здатності) відбулось внаслідок досягнення армуванням граничних деформацій. Для зразків 2-ї серії руйнування відбулось внаслідок досягнення фібровими деформаціями граничних значень ϵ_{cu1} , ϵ_{cu2} . Зразки третьої серії – руйнування відбулось за рахунок сумісного руйнування, як фібровими деформаціями бетону граничних значень ϵ_{cu1} , ϵ_{cu2} в стиснутій зоні, так і розриву розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} .

При проведенні теоретичного розрахунку і порівнянні з балкою 1-ї серії отримано допустиму похибку в розбіжності показів. На рис. 7 зображено порівняння показів для індикатора годинникового типу №1.

Таблиця 2 - Несуча здатність та деформативність дослідних зразків

Шифр дослідної балки	Несуча здатність зразка, кНм	Значення моменту при якому знімався показ, кНм	Значення внутрішніх напружень інд.№1, МПа	Значення внутрішніх напружень інд.№5, МПа
БЕ 1.1	25.7	15.38	26.72	24.36
БТ 1.2			20.43	20.43
БЕ 2.1	20.84	15.38	24.21	29.82
БТ 2.2			20.76	20.76
БЕ 3.1	21.63	15.38	24.2	26.57
БТ 3.2			20.55	20.55

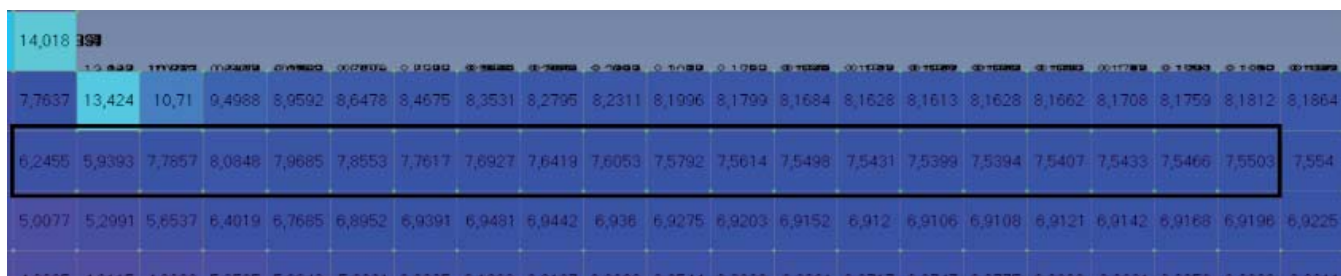


Рисунок 6 – Зразок результату розрахунку балки 1-ї серії, в зоні бази №1 індикатора годинникового типу (200 мм)

При проведенні теоретичного розрахунку і порівнянні з балкою 1-ї серії отримано допустиму похибку, при аналізі отриманих графіків коефіцієнт кореляції становив 0.99983.

Теоретичний розрахунок демонструє аналогічний ефект розподілення внутрішніх напружень при пошкодженні елементів, до дії навантаження і за дії навантаження. Відхилення в теоретичному розрахунку, відносно експериментального, див. табл.2, можна знизити шляхом підвищення точності розрахунку. Для досягнення найменшої мінімізації

відхилення, необхідно: виконати перехід 16 точкові скінченні елементи; використовувати деталізовані не лінійні діаграми фізико-механічних характеристик матеріалів; зменшення розмірів скінчених елементів.

Максимальні значення в зоні пошкодження більші в елемента пошкодженого до дії навантаження при порівнянні з елементам пошкодженим за дії навантаження (див. рис.8,9). Даний теоретичний розрахунок був здійснений за рахунок використання отриманих деформацій непошкодженого елемента за дії

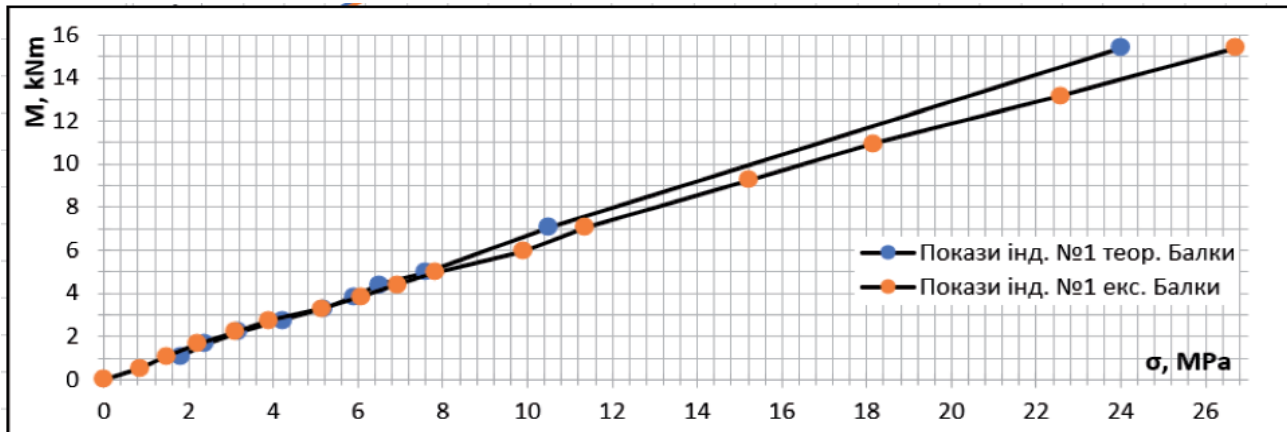


Рисунок 7 – Графік зміни внутрішніх напружень від навантаження, з порівнянням моделювання і експериментальних даних

навантаження при якому було здійснено пошкодження. З подальшим здійсненням пошкодження і заданням навантаження, та отриманих деформацій від розрахунку.

Дослідження показало приріст несучої здатності при пошкодженні елемента при навантаженні 0.3 від

очікуваного руйнівного навантаження контрольного зразка. Втрата несучої здатності при пошкодженні до дії навантаження в порівнянні зі зразком без пошкодження становить 18.9%.

Порівняння експериментальних і теоретичних досліджень, показали доцільність використання про-

грамного комплексу FEMAR для теоретичного розрахунку. Даний дослід показав не перевищення допустимого відхилення, без значного підчищення точності розрахунку. Однак можливе зменшення відсотка відхилення в показах, при необхідності, за рахунок ускладнення розрахунку.



Рисунок 8 – Результати моделювання БТ 2.2 в зоні пошкодження



Рисунок 9 – Результати моделювання БТ 3.2 в зоні пошкодження

ВИСНОВКИ

1. На теперішній час залишається актуальним дослідження залізобетонних елементів з акцентом на пошкодженнях в стиснутій зоні бетону.

2. Дослідження показали вплив рівня навантаження і типу пошкодження на несучу здатність. Пошкодження при навантаженні рівному 0.3 від їх несучої здатності контрольного зразка, демонструє приріст несучої



здатності в порівнянні з аналогічним пошкодженням до дії навантаження.

3. Виконанні теоретичні дослідження демонструють ефективність використання програмного комплексу FEMAP для моделювання досліджень та розрахунку. Програмний комплекс FEMAP надає варіативність при зменшенні відхилення теоретичних і експериментальних.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є., Вашкевич Р.В., Бліхарський Я.З. Напружено-деформований стан залізобетонних балок з місцевими корозійними пошкодженнями. Вісник Національного університету "Львівська політехніка". 2011. № 697: Теорія і практика будівництва. С. 36–41.
2. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України та Держнаглядохоронпраці України, 1997.
3. Воскобійник О.П., Кітаєв О.О., Макаренко Я.В., Бугаєнко Є.С. Експериментальні дослідження залізобетонних балок з дефектами та пошкодженнями, які викликають косий згин. Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво, 2011. 1. 87-92.
4. Клименко Є.В., Чернева О.С., Довгань О.Д. Вплив факторів пошкоджених таврових балок на величину їх руйнівного навантаження. Міжвузівський збірник "НАУКОВІ НОТАТКИ". Луцьк. 2013. № 43. С. 94-97.
5. Zhao Y., Karimi A. R., Wong H. S., Hu B., Buenfeld N. R., Jin, W. Comparison of uniform and non-uniform corrosion induced damage in reinforced concrete based on a Gaussian description of the corrosion layer. Corrosion Science. 2011. 53.9. P.2803-2814.
6. Клименко Е.В. Остаточная несущая способность поврежденных железобетонных балок таврового профиля. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2014. Вип. 54. С. 159-163.
7. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. 71 с.
8. ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. V, 118 с.
9. Lobodanov M.; Vegera P.; Blikharsky Z. Planning Experiment for Researching Reinforced Concrete Beams with Damages. International Conference

Current Issues of Civil and Environmental Engineering Lviv-Košice-Rzeszów. Springer, Cham, 2019. p. 243-250.

REFERENCES

1. Blikharsky, Z. Ya., Khmil, R. Ye., Vashkevich, R. V., & Blikharsky, Ya. Z. (2011). Stress-strain state of reinforced concrete beams with local corrosion damage. Reporter of Lviv Polytechnic National University, 697, 36–41.
2. Normative documents on inspections, certification, safe and reliable operation of industrial buildings and structures. (1997). State Committee for Construction, Architecture and Housing Policy of Ukraine and the State Labor Inspectorate of Ukraine.
3. Voskobiynyk, O.P, Kitaev, O.O., & Makarenko, Ya. V. et al (2011). Experimental studies of reinforced concrete beams with defects and damage that cause oblique bending. Collection of research papers of Poltava National Technical University named after Yu. Kondratyuk. Industrial engineering, Construction, 1, 87-92.
4. Klimenko, E.V., Cherneva, E.S., Dovgan, A.D., & Arez Mohammed, I. (2013). Influence of factors of damage of T-beams on the value of their breaking load. Inter-university collection "Naukovi notatky", 43, 94-97.
5. Zhao, Y., Karimi, A.R., & Wong, H.S. et al. (2011). Comparison of uniform and non-uniform corrosion induced damage in reinforced concrete based on a Gaussian description of the corrosion layer. Corrosion Science, 53(9), 2803-2814.
6. Klimenko, E.V., Cherneva, E.S., & Korol, N.D., et al. (2014). Residual bearing capacity of damaged reinforced concrete T-profile beams. Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 54, 157-163.
7. Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures. General (2011). DBN V.2.6-98:2009 from 1st June 2011. Kyiv: DP "Ukrarchbudinform".
8. Structures of buildings and erections. Concrete and reinforced concrete structures with heavy weight structural concrete. Design rules. (2011). DSTU B.V.2.6-156:2010 from 1st June 2011. Kyiv: DP "Ukrarchbudinform".
9. Lobodanov, M., Vegera, P., & Blikharsky, Z. (2019). Planning Experiment for Researching Reinforced Concrete Beams with Damages. Proceedings from International Conference Current Issues of Civil and Environmental Engineering Lviv-Košice-Rzeszów. Springer: Cham, 243-250.

Стаття надійшла до редакції 11.08.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v26i4.4>

УДК 620.179.16



ГЛУХОВСЬКИЙ В.П.

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



САМОЙЛЕНКО С.М.

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

ВИЗНАЧЕННЯ КЛАСУ МІЦНОСТІ БЕТОНУ ЗА ДИНАМІЧНИМ МОДУЛЕМ ПРУЖНОСТІ ПРИ УЛЬТРАЗВУКОВИХ ВИПРОБУВАННЯХ

АНОТАЦІЯ

Клас міцності бетону встановлюється за середньою міцністю і його однорідністю в контрольованій партії. За відсутності прямої функціональної залежності, основою отримання таких показників, ультразвуковим імпульсним методом, є градувальні залежності між міцністю бетону на стиск і швидкістю (часом) поширення ультразвуку у бетоні. При випробуваннях стандартні процедури передбачають встановлення нових або коригування базових залежностей шляхом паралельних механічних випробувань зразків бетону відібраних з конструкцій. Недотримання таких вимог може призвести до значних похибок, при визначенні міцності і однорідності бетону, і як наслідок, до недостовірної оцінки класу міцності бетону в конструкціях.

Характеристикою міцності бетону, функціонально пов'язаною з швидкостями поздовжніх і поперечних хвиль у зразках, є динамічний модуль пружності. Сучасні технічні засоби дозволяють однозначно ідентифікувати і з високою точністю вимірювати швидкості таких хвиль, що значно спрощує його визначення.

Застосування динамічного модуля пружності для оцінки класу міцності бетону в конструкціях потребує обґрунтування його зв'язку з нормованими показниками міцності. Згідно будівельних норм таким показником є початковий модуль пружності, що відповідає конкретному класу міцності бетону.

Проаналізована і експериментально підтверджена відповідність динамічного модуля пружності, початковому модулю пружності, для важкого бетону.

В практичних роботах, це дає змогу застосовувати визначені за результатами акустичних вимірювань фактичні показники динамічних модулів пружності, для переходу до класів міцності бетону в конструкціях.

При випробуваннях бетону ультразвуковим імпульсним методом, у разі неможливості відбору зразків для порівняльних випробувань, зв'язок динамічного модуля пружності з класом міцності бетону дозволяє коректно вибирати базову градувальну залежність для конкретного діапазону міцності.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: бетон, клас міцності, швидкість поздовжніх і поперечних хвиль, динамічний і початковий модулі пружності

CONCRETE STRENGTH GRADE DETERMINATION BY DYNAMIC ELASTICITY MODULUS IN ULTRASONIC TESTS

ABSTRACT

The concrete strength grade is determined by the concrete average strength and homogeneity in the controlled batch. In the absence of a direct functional dependence, the basis for obtaining such indicators by the ultrasonic pulse method is the calibration relationship between the concrete compression strength and the ultrasound propagation velocity (time) in concrete. For testing, the standard procedures provide for the new dependencies establishment or the basic ones correction by means of the parallel mechanical tests of concrete samples taken from structures. Failure to comply with such requirements can lead to significant errors in determining the concrete strength and homogeneity and, therefore, to an uncertain assessment of the strength grade of concrete in structures.

The concrete strength characteristic functionally related to the velocities of longitudinal and transverse waves in the samples is the dynamic elasticity modulus. The modern technical means allow to unambiguously identify and measure such waves velocities with high accuracy,



which greatly simplifies the dynamic elasticity modulus determination.

The use of a dynamic elasticity modulus to assess the strength grade of concrete in structures requires the justification of its relationship with the normalized strength indices. According to building codes, such index is presented by the initial elasticity modulus corresponding to a specific strength grade of concrete.

The correspondence of the dynamic elasticity and initial elasticity moduli is analyzed and experimentally confirmed for heavy concrete.

In practical work, this fact makes it possible to apply the actual indices of dynamic elasticity moduli determined based on the results of acoustic measurements for passing to the strength grades of concrete in structures.

When testing concrete by ultrasonic pulse method, in case of sampling impossibility for comparative tests, the relationship of the dynamic elasticity modulus with the concrete strength grade allows to correctly choose the basic calibration dependence for a specific strength range.

KEYWORDS: concrete, strength grade, longitudinal and transverse waves velocity, dynamic and initial elasticity moduli

ВСТУП

Для бетону за відсутності прямої функціональної залежності існує достатньо стійка кореляція між швидкістю пружних хвиль і його міцністю на стиск. На практиці такий зв'язок реалізується через градувальні залежності «швидкість-міцність», де коефіцієнт кореляції має бути не нижчим ніж 0,7, а під швидкістю мається на увазі швидкість поздовжньої хвилі (Р-хвилі).

Градувальна залежність повинна застосовуватись для визначення міцності бетону, що відповідає умовам її встановлення. Стандартами також передбачено застосування раніше встановлених базових залежностей при їх коригуванні шляхом паралельних випробувань у пресі зразків, відібраних з конструкцій [1, 2]. Недотримання таких вимог може призвести до значних похибок при визначенні міцності і однорідності бетону і як наслідок, до недостовірної оцінки класу міцності бетону в конструкціях.

Характеристикою міцності, функціонально пов'язаною з швидкостями пружних хвиль у бетонних зразках, є динамічний модуль пружності. При його визначенні найбільш поширені віброакустичні

методи, що засновані на збудженні в середовищі різних видів механічних (пружних) коливань і вимірюваннях швидкостей їх поширення, резонансних частот, загасання і т.п. [3 - 6].

Через складність визначення динамічний модуль пружності широкого практичного застосування не отримав. При вібраційних випробуваннях – це необхідність виготовлення спеціальних бетонних зразків, а при акустичних вимірюваннях – складність в ідентифікації типів пружних хвиль (поздовжніх і поперечних).

Сучасні серійні технічні засоби дозволяють однозначно ідентифікувати і, з високою точністю вимірювати швидкості таких хвиль у бетоні, що значно спрощує визначення динамічного модуля пружності.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Застосування динамічного модуля пружності для оцінки класу міцності бетону в конструкціях потребує обґрунтування його зв'язку з нормованими показниками міцності. Таким показником є початковий (статичний) модуль пружності, що пов'язаний з класом міцності бетону.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ полягає в аналізі зв'язків динамічного модуля пружності з нормованим показником - початковим модулем пружності для практичного застосування при оцінці класу міцності бетону в конструкціях.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Статичні модулі пружності бетону визначаються при невеликих механічних напруженнях і короткочасних силових навантаженнях. Для них нормованою характеристикою є початковий модуль пружності E_{cm} , що відповідає вихідному стану бетону і пластичним деформаціям без розтріскування масиву. Будівельними нормами [7] встановлена відповідність між початковими модулями пружності, середніми значеннями міцності і класами для важкого бетону з неоднорідністю міцності 13,5% (табл. 1).

Динамічні модулі пружності - це відношення напруження до деформації на рівні напружень гранично малих величин при дії динамічного навантаження.

За результатами акустичних вимірювань динамічний модуль пружності E_d розраховується за формулою [8]

Таблиця 1 - Нормовані співвідношення між початковими модулями пружності E_{cm} , середньою міцністю f_{cm} і класами міцності важкого бетону [7]

Клас міцності	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{cm} , МПа	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77
E_{cm} , ГПа	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40



$$E_d = \rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2) / (V_p^2 - V_s^2), \text{ (Па)}, \quad (1)$$

де ρ – густина бетону, кг/м^3 ; V_s – швидкість поперечної хвилі (S-хвилі), м/с ; V_p – швидкість поздовжньої хвилі (P-хвилі), м/с .

Похибку його визначення δ_{Ed} можна оцінити через додавання систематичних складових δ_i похибки за умови їх незалежності за формулою

$$\delta_{Ed} = \kappa \sqrt{\sum \delta_i^2}, \quad (2)$$

де $\kappa = 1,1$ – коефіцієнт для довірчої ймовірності 0,95.

Розрахована за складовими ($\delta_{V_p} = \delta_{V_s} = \pm 2,5\%$ – похибки визначення швидкостей поздовжньої і поперечної хвиль; $\delta_\rho = \pm 5\%$ – відхилення густини бетону від середнього значення) відносна похибка визначення динамічного модуля пружності становить $\delta_{Ed} = \pm 7\%$. Відхилення в таких межах прийнятні для порівнянь E_d з нормованими показниками бетону з неоднорідністю міцності 13,5%, а також для вирішення практичних задач при обстеженні залізобетонних конструкцій. Знизити

похибку δ_{Ed} можна через врахування фактичної густини бетону.

Між статичними і динамічними модулями пружності бетону існує тісний зв'язок [4, 5]. Для дуже малих силових навантажень значення цих модулів майже ідентичні [6].

Експериментальна перевірка таких положень виконана на трьох типах бетонних зразків: зразки-свідки і зразки-куби з ребром 100 мм; вибурені з конструкцій циліндричні керни діаметром 93 мм.

Міцність на стик у зразках-свідках була визначена за результатами попередніх прямих механічних випробувань відповідних серій, інші зразки випробовувались у пресі після ультразвукових вимірювань.

Швидкості пружних коливань у зразках визначались приладом Pundit PL-200 (фірми Proseal SA, Швейцарія) в комплекті з ультразвуковими перетворювачами для збудження і реєстрації Р-хвиль (54 кГц) і S-хвиль (40 кГц). Часові інтервали вимірювались при близьких коефіцієнтах підсилення сигналів і постійних порогових рівнях.

Розрахунок динамічних модулів пружності (табл. 2)

Таблиця 2 - Динамічні модулі пружності бетону, що визначені за результатами акустичних вимірювань

№ з/п	Умовне позначення зразка	Міцність бетону на стиск f_{cm} , МПа	Швидкість пружної хвилі, м/с		Динамічний модуль пружності E_d , ГПа
			поздовжньої V_p	поперечної V_s	
1	С II	33,7	4128	2164	29,5
2	84/20	33,2	4040	2148	29,3
3	30-I	31,9	4041	2178	29,5
4	3-I	35,3	3922	2326	31,9
5	1-1	37,1	4086	2253	31,2
6	3-II	35,2	3836	2299	31,1
7	2-2	37,5	4124	2286	32,1
8	3-3	37,3	4119	2304	32,4
9	31/20	65,2	4443	2620	40,8
10	31-VII	64,2	4418	2346	37,6
11	31-VIII	62,0	4587	2381	37,4
12	16-III	54,6	4431	2380	38,4
13	27-III	63,9	4666	2494	39,8
14	27-IV	63,0	4651	2484	39,9
15	27-VI	64,0	4614	2481	39,6
16	27-VII	63,6	4704	2475	39,7
17	30-V	66,5	4498	2494	40,4
18	31-II	65,1	4535	2481	40,0
19	32-I	70,3	4563	2558	40,4
20	33-V	60,8	4435	2530	39,0
21	27/20	76,2	4438	2637	41,7
22	29/20	71,4	4516	2714	43,8



для 40% зразків був виконаний для середньої густини бетону (2400 кг/м^3), для інших зразків – за її фактичними значеннями, що знаходились в межах від 2322 кг/м^3 до 2531 кг/м^3 .

Табл. 2 свідчить про те, що для більшої частини діапазону важкого бетону існує чіткий зв'язок між міцністю на стиск f_{cm} , швидкостями пружних хвиль (V_p , V_s) і динамічними модулями пружності E_d .

Відповідність динамічних і початкових модулів пружності, розрахованих за інтерполяцією (табл. 1), показана на рис. 1.

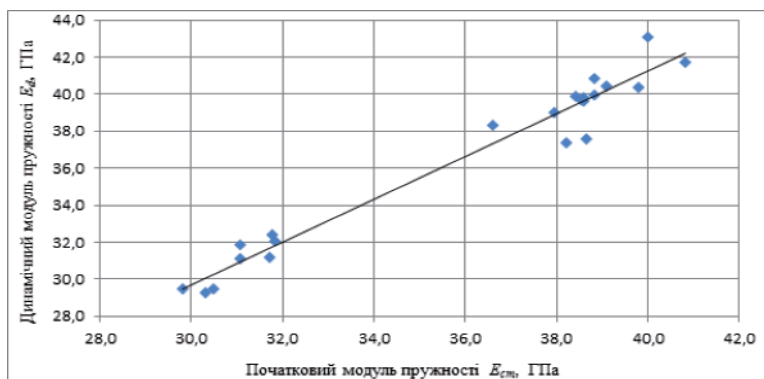


Рисунок 1 – Відповідність динамічних і початкових модулів пружності важкого бетону

Для такого зв'язку (рис. 1) коефіцієнт кореляції становить 0,96, що свідчить про високу збіжність значень E_d і E_{cm} . В практичних роботах це дає змогу застосовувати експериментально визначені показники динамічних модулів пружності для переходу до фактичних класів міцності бетону в конструкціях.

При неможливості відбору зразків з конструкцій для порівняльних ультразвукових і механічних випробувань, зв'язок динамічного модуля з класом міцності бетону дозволяє також коректно вибирати базову градуювальну залежність для конкретного діапазону міцності.

ВИСНОВКИ

1. Сучасні технічні засоби дозволяють однозначно ідентифікувати і з високою точністю вимірювати швидкості поздовжніх і поперечних хвиль за якими визначаються динамічні модулі пружності бетону.
2. Експериментально підтверджена відповідність динамічних модулів пружності нормованим значенням початкових модулів пружності важкого бетону.
3. Встановлена відповідність дає змогу застосовувати експериментально отримані значення динамічних модулів пружності для переходу до класів міцності бетону в конструкціях.
4. Привипробуваннях ультразвуковим імпульсним методом, зв'язок динамічного модуля з класом міцності бетону, дозволяє коректно вибирати базову градуювальну залежність для конкретного діапазону міцності.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
2. ДСТУ Б EN 13791:2013. Оцінка міцності бетону на стиск в конструкціях і збірних елементах (EN 13791:2007, IDT).
3. Приборы для неразрушающего контроля материалов и изделий. Справочник в 2-х кн. Кн. 2 / под ред. В.В. Клюева. М.: Машиностроение, 1986. 352 с.
4. Крылов Н.А., Калашников В.А., Полищук А.М. Радиотехнические методы контроля качества железобетона. Л.: Стройиздат, 1966. 380 с.
5. Судаков В.В. Контроль качества и надежность железобетонных конструкций. Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1980. 168 с.
6. Джонс Р., Фэкоару И. Неразрушающие методы испытаний бетонов. М.: Стройиздат, 1974. 292 с.
7. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
8. ASTM D 2845-05 Стандартний метод лабораторних випробувань для визначення швидкостей імпульсу і ультразвукових пружних констант порід (каменів). 2005.

REFERENCES

1. Concretes. Ultrasonic method of strength determination: DSTU B V.2.7-226:2009. (2010).
2. Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components: DSTU B EN 13791:2013 (EN 13791:2007, IDT). (2014).
3. Kliuev, V. V. (Ed.). (1986) Instruments for nondestructive testing of materials and products: Reference book (Book 2). Moscow: Mashynostroenie.
4. Krylov, N. A., Kalashnikov, V. A., & Polishchuk, A. M. (1966). Electronic methods of concrete quality control. Leningrad: Stroiizdat.
5. Sudakov, V.V. (1980). Quality control and reliability of reinforced concrete structures. Leningrad: Stroiizdat, Leningrad Branch.
6. Jones, R., & Facaoaru, I. (1974). The nondestructive methods of concrete testing (Transl. from Romanian). Moscow: Stroiizdat.
7. Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions: DBN V.2.6-98:2009. (2011).
8. ASTM D 2845-05 Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock: ASTM D 2845-05. (2005).

Стаття надійшла до редакції 16.09.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v26i4.5>

УДК 624.154, 624.159.2



КОВАЛЬСЬКИЙ Р. К.

Канд. техн. наук, с.н.с., зав. лаб., Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", м. Київ, Україна
e-mail: 777krk@gmail.com
тел. +38 (050) 907-77-99
ORCID: 0000-0002-9895-9257



МИКОЛЕНКО А. Д.

Офіційний представник компанії «Менард» в Україні
Сертифікований ГІП м. Київ, Україна
e-mail: amykolenko@menard.com.ua
тел. +38 (067) 547-39-07

ПАЛІ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ ЗГІДНО ТЕХНОЛОГІЇ «CONTROLLED MODULUS COLUMNS» КОМПАНІЇ «МЕНАРД»

АНОТАЦІЯ

Тип фундаменту суттєво впливає на вартість та час влаштування будівлі. Геотехнічне проектування завжди вимагало інноваційного підходу. Інноваційність диктувалася необхідністю вирішення складних проблем щодо поліпшення, прискорення, здешевлення і спрощення процесу влаштування фундаментів будівлі.

Кількість вільних майданчиків будівництва зі сприятливими ґрунтовими умовами з кожним роком зменшуються на теренах України. Як правило, будівництво цивільних громадських об'єктів ведеться в щільній міській забудові та на ґрунтовій основі, що має специфічні властивості. Крім того, фундування будівель необхідно здійснювати таким чином, щоб вплив на існуючу забудову та інженерні мережі не перевищував допустимих величин. Такі задачі вирішуються з використанням фундаментів глибокого закладання – пальових фундаментів.

Переважає більшість будівель в щільній міській забудові зводяться на буронабивних палях, буроін'єкційних палях та палях, що задавлюються.

Перевагами буронабивних та буроін'єкційних паль є значна несуча здатність за властивостями ґрунтової основи, можливість виконувати палі значної глибини (до 50 м). Недоліком - значний час на їх влаштування (особливо буронабивних). Перевагами паль, що вдавлюються, фактично є відсутність впливу при їх влаштуванні на оточуючу забудову, швидкість виконання. Недоліками - обмеження по довжині палі, яку можна влаштувати, необхідність присутності на майданчику масивного обладнання для створення реактивного зусилля.

Для максимального використання переваг буронабивних, буроін'єкційних та паль, що задавлюються, на початку 90-х років французькою компанією «Менард» була винайдена і запатентована технологія нового типу бурових паль СМС (з англ. Controlled Modulus Columns), що в перекладі з англійської звучить як «колони контрольованої жорсткості». Така назва обумовлена тим, що початково зазначена технологія була призначена для підсилення слабких ґрунтів. З часом, вона була пристосована для влаштування паль, які безпосередньо контактують з ростверком.

В статті наведено переваги такої технології влаштування паль перед традиційними технологіями. Вказані межі її використання, приведені величини несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи на реальних об'єктах, показана можливість прогнозованого визначення величини її несучої здатності за властивостями ґрунтової основи з урахуванням даних статичного зондування.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: паля «СМС» компанії Менард, буроін'єкційні палі, буронабивні палі, складні інженерно-геологічні умови, випробування паль статичним навантаженням вдавлювання, статичне зондування ґрунтів.

PILES MANUFACTURED BY TECHNOLOGY OF "CONTROLLED MODULUS COLUMNS" OF «MENARD» COMPANY

ABSTRACT

A type of foundation significantly affects the costs and time of construction of the building. Geotechnical design has always been used in an



innovative way. The innovation was needed to solve the complex problems associated with improving, accelerating, reducing the cost and attempting to improve the structure of foundation buildings.

The number of vacant construction sites with favorable soil conditions is decreasing every year in Ukraine. Typically, the construction of civil public facilities is carried out in dense urban surrounding and on a soil base which has specific properties. In addition, the foundations of buildings must be carried out in such a way that the impact on existing buildings and utilities does not exceed the permissible values. These problems are solved with the use of deep foundations such as pile foundations.

The vast majority of buildings in dense urban surrounding are built on bored piles, CFA piles and pressed prefabricated piles.

The advantages of bored and CFA piles are a significant bearing capacity for the properties of the soil base, the ability to perform piles of considerable depth (up to 50 m). The disadvantage is the considerable time for their installation (especially bored). The advantages of pressed piles, in fact, are the absence of impact of their installation on the surrounding buildings, the speed of execution work. The disadvantages are the limitation of the length of the pile that can be arranged, the need for the presence on the site of massive equipment to create a reactive force.

To maximize the benefits of bored, CFA piles and pressed piles, the French company Menard invented and patented a new type of drilling piles – CMC (Controlled Modulus Columns) in the early 1990s, which is translated as columns of controlled rigidity. This name is due to the fact that this technology was originally designed to strengthen weak soils. Over time, it has been adapted to install piles that are in direct contact with the foundation plate.

The article presents the advantages of this technology of piling compared to traditional technologies. The limits of its use are indicated, the values of bearing capacity of piles according to the properties of the soil base on real construction projects are given, the possibility of predicted determination of its bearing capacity according to the properties of the soil base is shown taking into account static sounding data.

KEYWORDS: CMC (Controlled Modulus Columns) of Menard company, CFA piles, bored piles, bearing capacity of piles, technologies.

Кількість вільних майданчиків будівництва зі сприятливими ґрунтовими умовами з кожним роком зменшуються на теренах України. Як правило, будівництво цивільних громадських об'єктів ведеться в щільній міській забудові та на ґрунтовій основі, що має специфічні властивості. Крім того, фундаментування будівель необхідно здійснювати таким чином, щоб вплив на існуючу забудову та

інженерні мережі не перевищував допустимих величин. Такі задачі вирішуються з використанням паливових фундаментів.

Переважає більшість будівель в щільній міській забудові зводяться на буронабивних палях, буроін'єкційних палях та палях, що задавлюються.

Перевагами буронабивних та буроін'єкційних палей є значна несуча здатність за властивостями ґрунтової основи, можливість виконувати палі значної глибини (до 50 м). Недоліком – значний час на їх влаштування (особливо буронабивних). Перевагами палей, що вдавлюються, фактично є відсутність впливу при їх влаштуванні на оточуючу забудову, швидкість виконання. Недоліками – обмеження по довжині палі, яку можна влаштувати, необхідність присутності на майданчику масивного обладнання для створення реактивного зусилля.

Для максимального використання переваг буронабивних, буроін'єкційних та палей, що задавлюються, на початку 90-х років французькою компанією «Менард» була винайдена і запатентована технологія нового типу бурових палей СМС (з англ. Controlled Modulus Columns), що в перекладі з англійської звучить як «колони контрольованої жорсткості». Особливістю технології є те, що за рахунок специфічної конструкції бури, при його зануренні, ґрунт не виноситься на поверхню, а переміщується в горизонтальному напрямку, ущільнюючи оточуючий ґрунт (відбувається так званий процес «розкатування»). Внаслідок чого отримуємо напружено-деформований стан ґрунту, який є проміжним станом між буронабивною (буроін'єкційною) та задавлювальною технологіями по влаштуванню палей.

Тому визначення переваг, меж використання та можливого розрахункового прогнозу величини несучої здатності за властивостями ґрунтової основи палей, виготовлених за такою технологією, є актуальним.

МЕТА СТАТТІ

Надати дані щодо ефективності технології «СМС» компанії «Менард» для влаштування фундаментів будівель та споруд в щільній міській забудові: переваги над існуючими технологіями щодо влаштування палей, межі використання, можливість розрахункового прогнозу величини несучої здатності за даними статичного зондування ґрунтів.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЯГНЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

На сьогоднішній час в нормативних документах України [1,2], відсутні дані щодо палей, які виготовляються згідно технології «СМС» компанії «Менард», а саме те, що ґрунт не вибурюють на поверхню, а переміщують в горизонтальному напрямку ущільнюючи оточуючий ґрунт



(відбувається так званий процес «розкатування»). Хоча згідно приведеної класифікації в документі [2], зазначена технологія виготовлення палі може бути віднесена до буроін'єкційної, оскільки при влаштуванні палі бетон подається через полий шнек, однак при цьому змінюються характеристики ґрунту навколо палі за рахунок його ущільнення при влаштуванні свердловини.

Необхідно відмітити, що зазначена технологія розвивається різними виробниками бурильної техніки, так в компанії Bauer, ця технологія має назву DDS (Drilling Displacement System).

Однією з переваг зазначеної технології є продуктивність. Так, згідно роботи [3], на дослідному майданчику було виконано дві палі: перша палі задавлювальна з поперечним перерізом 35x35 см та довжиною 16,0 м, друга – за технологією DDS (СМС) круглого перерізу діаметром 520 мм та довжиною 11,90 м. При їх виготовленні було встановлено, що за 1 хв. було влаштовано 0,27 м палі, що задавлювали, та 0,79 м палі, що виготовлена за технологією DDS. Тобто палі за технологією СМС (DDS) влаштовували майже в чотири рази швидше.

В роботі [4], відмічено, що кількість погонних метрів палі згідно технології СМС, яка може бути влаштована за 1 хв. залежить від ґрунтових умов і складає від 0,1 м/хв. (для щільних пісків, твердих глин тощо) до 3 м/хв. (пилювато-глинистих ґрунтів з показником текучості більше 0,75). Важливим моментом даної роботи є те, що при бетонуванні таких палей необхідно враховувати перевитрати бетону (як для класичних буроін'єкційних палей СФА). В залежності від характеристик оточуючого ґрунту, чим слабший ґрунт, що оточує палю, тим більші перевитрати бетону.

Також, в роботі вказано на необхідність враховувати технологічні деформації при влаштуванні палей згідно технології «СМС» в слабких ґрунтах, на початковому етапі відбувається підйом ґрунтового масиву, через деякий проміжок часу його осідання.

Згідно отриманих експериментальних даних коефіцієнт перевитрат залежить від ґрунтових умов і знаходиться в межах 1.07-1.2.

В роботі [5], сказано, що рахунок формування ущільненої зони навколо палі згідно технології «СМС» несуча здатність таких палей, за властивостями ґрунтової основи в 2,7...4,2 рази більше за несучу здатність звичайних буронабивних палей аналогічної довжини та поперечного перерізу і близька до величини несучої здатності забивної висячої палі рівної довжини та поперечного перерізу.

ВИКЛАДЕННЯ ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

На початку 90-х років фірма Менард запатентувала технологію влаштування палей «СМС». Спеціально запроєктований шнек, рис. 1, що встановлений на буровій машині з великим обертовим

моментом і великим вертикальним притиском, при бурінні переміщає ґрунт від осі свердловини в горизонтальному напрямку. При цьому виходу ґрунту на поверхню фактично не відбувається, оскільки розбурений ґрунт ущільнюється сам та ущільнює ґрунт, що знаходиться навколо пробуреної свердловини. Особливість шнеку технології СМС компанії «Менард» полягає в тому, що шнек має витягнуту краплевидну форму із різною висотою витка спіралі. У верхній розширеній частині спіраль шнеку майже зникає. Ця форма дозволяє відносно легко занурювати шнек буровою машиною за рахунок обертально-поступового руху з вертикальним прижимом.

Після досягнення проектного відмітки низу палі виконується подача бетонної суміші під тиском (100...300 кПа) і формується бетонний стовбур палі. При цьому є можливість регулювання величини тиску – це важливо при проходженні ґрунтів з різної міцністю, оскільки дозволяє регулювати витрати бетону.

Технологічний процес по влаштуванню палей СМС компанії «Менард» фактично відповідає процесу влаштування буроін'єкційної палі:

- 1) відбувається забурювання шнеку на проектну глибину з розштовхуванням («розкатуванням») ґрунту в стінки свердловини;



Рисунок 1 – Шнек, який використовують, при створенні палей за технологією «СМС»

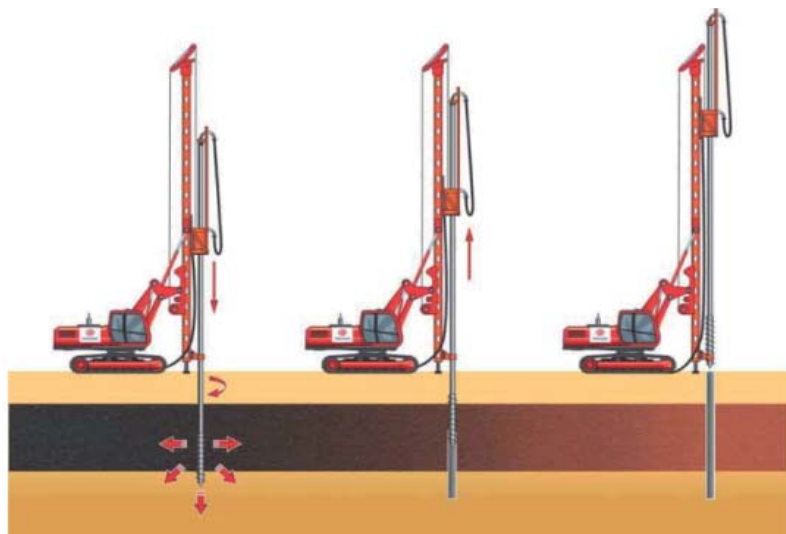


Рисунок 2 – Спрощена технологічна схема етапів робіт з влаштування палі за технологією «СМС»

- 2) в нижньому положенні відкривається клапан на трубі шнеку і починається подача бетонної суміші з одночасним підняттям шнеку вгору; постійний надлишковий тиск бетону 150...200 кПа не дає можливості опадати стінкам свердловини;
- 3) після появи вістря шнеку над поверхнею ґрунту процес по створенню палі СМС завершується, після чого можна зачистити та сформувати її оголовок і, при необхідності, змонтувати армокаркас. Армокаркас, як правило, занурюють за допомогою віброзанурювача.

Спрощена технологічна послідовність влаштування палі «СМС» компанії «Менард» представлена на рис. 2 (етап занурення армокаркасу не показаний).

Стандартні діаметри шнеків – 270 мм, 320мм, 360 мм, 400мм, 450 мм та 600 мм. Найбільш поширеними у використанні є діаметри 270 мм, 320мм, 360 мм, 400 мм.

Глибина, на яку виконують палі «СМС» компанії «Менард» залежить від висоти бурової щогли, в більшості випадків не перевищує 26 м. Максимальна глибина СМС, що застосовувалась в Німеччині та Америці – 50м. Обертальний момент бурових машин знаходиться в межах 120...250 кНм, вертикальний прижим – 60...150 кН.

Стандартні бурові машини, на яких можна використовувати цю технологію – це машини типу Bauer, Liebherr, Casagrande, Enteco.

Під час буріння реєструються параметри виконання палі (швидкість занурення, глибину, обертальний момент, об'єм закачаного бетону та ін.), що дає можливість постійно контролювати геометричні розміри палі «СМС» та враховувати інженерно-геологічні будову навколо палі та під її вістря. Результатом операційного моніторингу бортового комп'ютера є паспорти буріння, в яких

є інформація про профіль колони, витратам енергії під час буріння, об'єм закачаного бетону, глибину і швидкість буріння, а також обертальний момент шнеку. Типові паспорти приведені на рис. 3.

Перелік ґрунтів, в яких можливе використання палі «СМС» має широкий діапазон – біогенні, пилувато-глинисті (супіски, суглинки, глини з широким діапазоном значення показника текучості) та піщані ґрунти (за виключенням щільних).

У всіх випадках перед проєк-

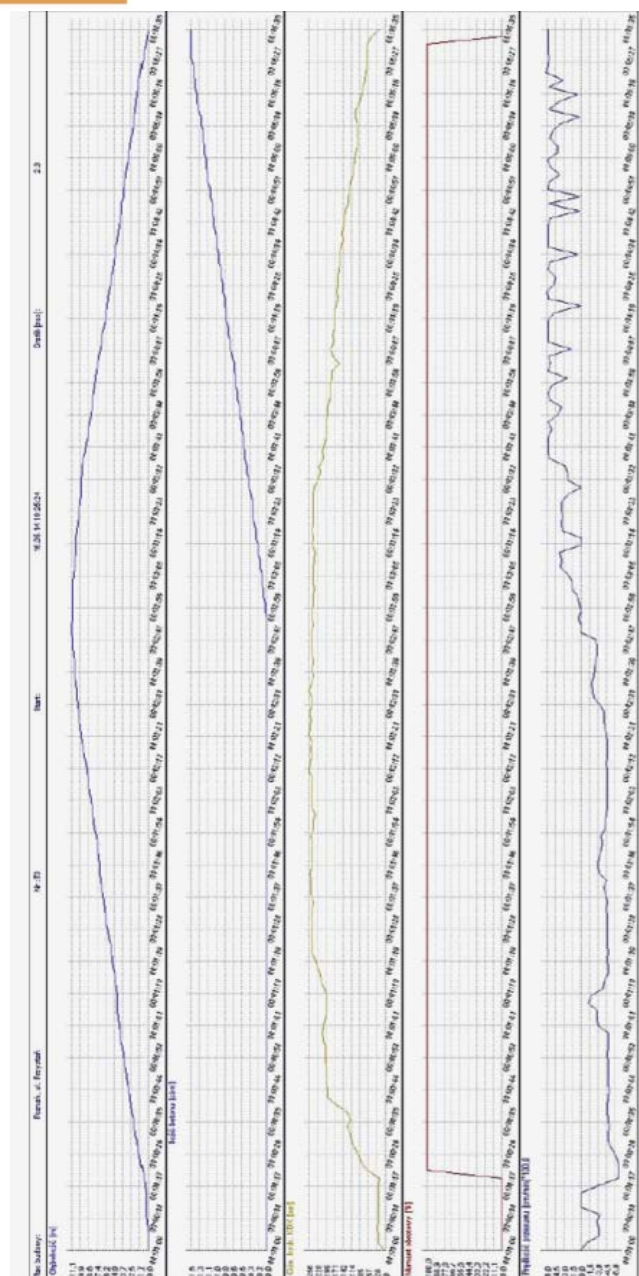


Рисунок 3 – Типові паспорти, які отримує оператор бурової машини при влаштуванні палі «СМС»



Таблиця 1 - Порівняння технології «СМС» з класичними технологіями буронабивних паль, бурін'єкційних паль «СФА» та паль, що вдавлюються

Параметр	Буронабивна палля	Бурін'єкційна палля	Палля, що вдавлюється	Палля за технологією «СМС»	Примітка
Продуктивність м.п./змін	40...60	120...200	120...200	400...700	
Наявність вибуреного ґрунту	так	так	ні	ні	
Діаметри паль (розмір поперечного перерізу), м	420...1500	420...1020	(до 500x500)	до 600	
Несуча здатність	1	1,2...1,4	до 3,5	до 3,5	Надана відносна величина (відносно несучої здатності буронабивної палі)
Максимальна можлива довжина, м	до 50	до 50	до 24	до 50	Для палі, що вдавлюється, приведена довжина складної палі
Необхідність у додатковому навантаженні для створення реактивного зусилля	ні	ні	так	ні	
Коефіцієнт перевитрат бетону	до 1,05	1,16...1,6	1	1,07...1,2	Показник 1,6 характерний для дуже слабких ґрунтів або ґрунтів з тиксотропними властивостями
Перебур ґрунту з свердловини при проходженні слабких ґрунтів та обпирання палі на міцний ґрунт	Ні (при використанні обсадної труби)	так	ні	ні	



туванням паль «СМС» компанії «Менард» виконують статичне зондування ґрунтів, результати яких дають оцінити можливість їх влаштування (в даному випадку прослідковується аналогія з палями, які вдавлюються). З врахуванням практичного досвіду, якщо при статичному зондуванні ґрунт має опір під конусом зонду менше 10 МПа, то застосування технології «СМС» є доречним. В протилежному випадку, необхідно використовувати іншу технологію.

Порівняння технології «СМС» з класичними технологіями буронабивних паль, бурінекційних паль «СФА» та паль, що вдавлюються, представлені в табл. 1. В таблиці 1 порівняння виконанні при умові, що паля одного перерізу та довжини.

Як видно з табл. 2, палі за технологією «СМС»

компанії «Менард» мають більшістю переваг паль, що вдавлюється, при цьому продуктивність їх влаштування більш, ніж в 3 рази вища. При цьому у них відсутні недоліки, які є в бурових палях – вибурений ґрунт, перебур ґрунту, відсутність значних вібраційних навантажень при влаштуванні свердловини.

В табл. 2 приведені величини несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи, які отриманні при випробуванні статичним вдавлювальним навантаженням (виконаних на різних будівельних майданчиках, як в Україні, так і в Польщі), а також величина несучої здатності паль з врахуванням даних статичного зондування.

Згідно табл. 2 питома несуча здатність на 1 м³ матеріалу палі фактично відповідає параме-

Таблиця 2 - Величини несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи, які отримані при випробуванні статичним вдавлювальним навантаженням, а також величина несучої здатності паль з врахуванням даних статичного зондування

Об'єкт	Діаметр, d мм	Довжина, l м	Допустиме навантаження на паля, N, кН	Об'єм палі, V, м ³	N/V, кН/м ³	Тип ґрунту	Примітка
Познань, Польща	400	11,1	720	1,39	518	пилувато-глинисті	Допустиме навантаження за даними статичного зондування $907/1,25=725$ кН
Познань, Польща	600	11,0	720	3,11	231	теж	Допустиме навантаження за даними статичного зондування $1681/1,25=1345$ кН
Варшава, Польща	400	15,0	680	1,89	369	теж	
Варшава, Польща	400	19,4	808	2,43	332	теж	
Луцьк, Україна	520	11,9	1500	2,53	593	теж	Несуча здатність визначення з врахуванням положень ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Паля ще має резерв несучої здатності, оскільки при навантаженні 1500 кН отримала осадку всього 12,7 мм.



трам паль, що вдавлюються (так на майданчику в Луцьку цей параметр склав 638 кН/м³).

Низьке значення параметру для паль діаметром 600 мм (Познань, Польща) пояснюється тим, що паля ще мала резерв несучої здатності – осадка при величині навантаження 720 кН склала всього 3,62 мм (для порівняння – для палі діаметром 400 мм на тому ж об'єкті ця величина рівна 8,09 мм).

Також необхідно відмітити, що з достатньою точністю можна прогнозувати величину несучої здатності палі за даними статичного зондування.

ВИСНОВКИ

За результатами проведеного аналізу та виконаних розрахунків можна зробити наступні висновки:

1. Аналіз влаштування палі за технологією «СМС» компанії «Менард» показав, що такі палі мають переваги технології буріон'єкційних паль та паль, що вдавлюються:
 - висока швидкість виготовлення;
 - несуча здатність паль за властивостями ґрунтової основи близька до несучої здатності паль, що вдавлюються (при однакових геометричних параметрах палі);
 - фактична відсутність вибуреного ґрунту (особливо є корисним при наявності забрудненого ґрунту);
 - відсутність вібраційних динамічних навантажень під час виробництва;
 - відсутність впливу на оточуючу забудову або зведення його до мінімуму;
 - фактично відсутній ризик виносу ґрунту із свердловини з горизонтальним переміщенням оточуючого ґрунту в бік свердловини.
2. Для попередньої оцінки величини несучої здатності палі за технологією «СМС» компанії «Менард» з достатньою точністю можна використовувати результати статичного зондування. При накопиченні експериментальних даних можливе удосконалення існуючої методики.
3. Палі за технологією «СМС» компанії «Менард» неможливо використовувати в щільних пісках, скельних ґрунтах та твердих пілувато-глинистих ґрунтах. Це пов'язано з конструкцією шнека, який використовується в зазначеній технології. При перелічених вище ґрунтових умовах відбувається перевантаження гідравлічної системи бурової машини і швидкий фізичний знос шнеку.

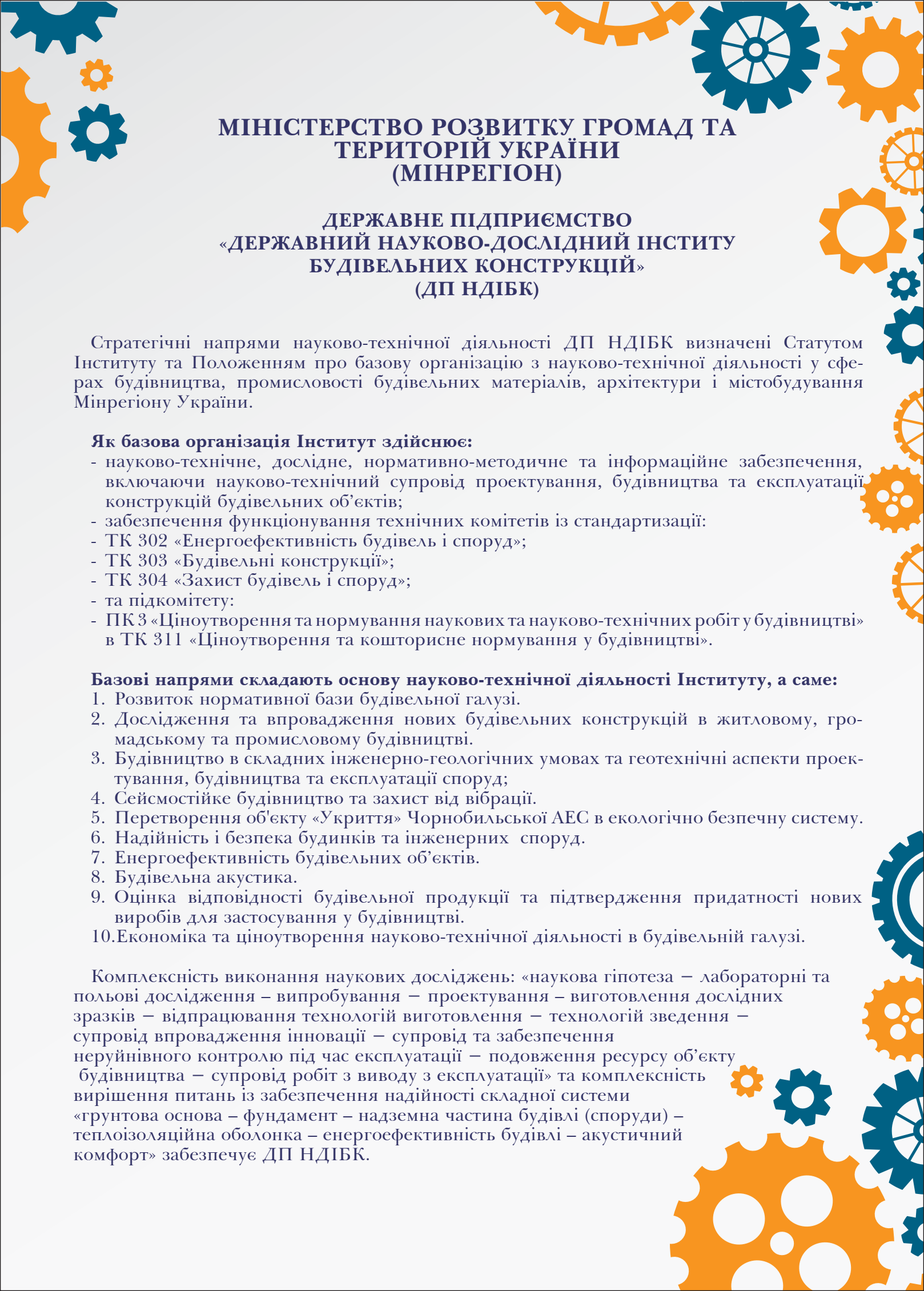
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018.
2. Зміна №1 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
3. Чапюк О.С., Гришкова А.В., Вавринюк Б.А. Порівняння роботи буріон'єкційних паль та призматичних паль, занурених методом вдавлювання. Сучасні технології та методи розрахунків в будівництві. №1. 2014. С. 164-171.
4. Сбитнев А.В. Несущая способность свай, выполненных по технологии вытеснения в слабых грунтах. Автореферат диссертации на соискание ученой степени к.т.н. Санкт-Петербург. 2009. 21 с.
5. Пиминова О.С. Набивные сваи в раскатанных скважинах. Молодёжь и наука: Сборник материалов VIII Всероссийской научно-технической конференции студентов, аспирантов и молодых учёных, посвященной 155-летию со дня рождения К. Э. Циолковского. Красноярск: Сибирский федеральный ун-т, 2012.

REFERENCE

1. Bases and foundations of buildings and structures. Main principles. (2018). DBN V. 2.1-10:2018. Kyiv: Ministry of regional development, construction and housing and utility services of Ukraine.
2. Bases and foundations of buildings and structures. Main principles. (2011). Amendment No.1 to DBN V. 2.1-10:2009. Kyiv: Ministry of regional development, construction and housing and utility services of Ukraine.
3. Chapiuk, O.S., Grishkova, A.V. & Vavriuk, B.A. (2014). Behavior comparison of bored and prismatic piles arranged by jacking method. Modern Technologies and Calculation Methods in Building, 1, 164-171.
4. Sbitnev, A.V. (2009). Bearing capacity of piles arranged using displacement technology in weak soils. St. Petersburg. Extended abstract of the PhD thesis.
5. Piminova, O.S. (2012). Cast-in-place piles in expanded boreholes. Proceedings from Youth and Science VIII All-Russian scientific and practical conference of students, postgraduates and young researchers dedicated to 155 years from the date of birth of K. Tsiolkovsky. Krasnoyarsk: Siberian Federal University.

Стаття надійшла до редакції 04.08.2020 року



МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД ТА ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ (МІНРЕГІОН)

ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ» (ДП НДІБК)

Стратегічні напрями науково-технічної діяльності ДП НДІБК визначені Статутом Інституту та Положенням про базову організацію з науково-технічної діяльності у сферах будівництва, промисловості будівельних матеріалів, архітектури і містобудування Мінрегіону України.

Як базова організація Інститут здійснює:

- науково-технічне, дослідне, нормативно-методичне та інформаційне забезпечення, включаючи науково-технічний супровід проектування, будівництва та експлуатації конструкцій будівельних об'єктів;
- забезпечення функціонування технічних комітетів із стандартизації;
- ТК 302 «Енергоефективність будівель і споруд»;
- ТК 303 «Будівельні конструкції»;
- ТК 304 «Захист будівель і споруд»;
- та підкомітету:
- ПК 3 «Ціноутворення та нормування наукових та науково-технічних робіт у будівництві» в ТК 311 «Ціноутворення та кошторисне нормування у будівництві».

Базові напрями складають основу науково-технічної діяльності Інституту, а саме:

1. Розвиток нормативної бази будівельної галузі.
2. Дослідження та впровадження нових будівельних конструкцій в житловому, громадському та промисловому будівництві.
3. Будівництво в складних інженерно-геологічних умовах та геотехнічні аспекти проектування, будівництва та експлуатації споруд;
4. Сейсмостійке будівництво та захист від вібрації.
5. Перетворення об'єкту «Укриття» Чорнобильської АЕС в екологічно безпечну систему.
6. Надійність і безпека будинків та інженерних споруд.
7. Енергоефективність будівельних об'єктів.
8. Будівельна акустика.
9. Оцінка відповідності будівельної продукції та підтвердження придатності нових виробів для застосування у будівництві.
10. Економіка та ціноутворення науково-технічної діяльності в будівельній галузі.

Комплексність виконання наукових досліджень: «наукова гіпотеза – лабораторні та польові дослідження – випробування – проектування – виготовлення дослідних зразків – відпрацювання технологій виготовлення – технологій зведення – супровід впровадження інновації – супровід та забезпечення неруйнівного контролю під час експлуатації – подовження ресурсу об'єкту будівництва – супровід робіт з виводу з експлуатації» та комплексність вирішення питань із забезпечення надійності складної системи «грунтова основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди) – теплоізоляційна оболонка – енергоефективність будівлі – акустичний комфорт» забезпечує ДП НДІБК.