

ISSN 2313-6669



Науково-технічний, виробничий та  
інформаційно-аналітичний журнал

2017'4

НАУКА

ТА БУДІВНИЦТВО

2017'4



# НАУКА



# ТА БУДІВНИЦТВО

## 4(14)'2017

### ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

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

### Редакційна колегія:

#### Голова редакційної колегії:

Фаренюк Г.Г., д.т.н., Україна

#### Головний редактор:

Тарасюк В.Г., к.т.н., с.н.с., Україна

#### Відповідальний секретар:

Глазкова С.В., к.т.н., Україна

#### Редакційна колегія:

Балаш Г., д.т.н., проф., Угорська Республіка

Бамбура А.М., д.т.н., проф., Україна

Брандль Х., д.т.н., проф., Австрійська Республіка

Ванічек І., д.т.н., проф., Чеська Республіка

Дорофєєв В.С., д.т.н., проф., Україна

Єгупов К.В., д.т.н., проф., Україна

Жарко Л.О., к.т.н., доцент, Україна

Жусупбеков А.Ж., д.т.н., проф., Республіка Казахстан

Іванченко Г.М., д.т.н., проф., Україна

Івлєва Н.П., к.е.н., с.н.с., Україна

Калюх Ю.І., д.т.н., проф., Україна

Кашченко О.В., д.т.н., проф., Україна

Кривошеєв П.І., к.т.н., проф., Україна

Крітов В.О., к.т.н., с.н.с., Україна

Лаповська С.Д., д.т.н., с.н.с., Україна

Мар'єнков М.Г., д.т.н., с.н.с., Україна

Матвєєв І.В., к.т.н., с.н.с., Україна

Немчинов Ю.І., д.т.н., проф., Україна

Слюсаренко Ю.С., к.т.н., с.н.с., Україна

Шейніч Л.О., д.т.н., проф., Україна

Шилюк П.С., к.т.н., Україна

Шокарев В.С., к.т.н., с.н.с., Україна

#### Дизайнер:

Чорна К.В., Україна

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол № 5 від 31.10.2017 р.)

Журнал включено до переліку наукових фахових видань, в яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Затверджено наказом Міністерства освіти і науки України від 06.03.2015 р. № 261).

При передруках посилання на «Наука та будівництво» є обов'язковим. За зміст реклами відповідає рекламодавець. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

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

© "Наука та будівництво" 2017

Підписано до друку: 20.12.2017

Друк: ТОВ «СКАЙ-ПРИНТ»

Наклад 100 примірників

## ЗМІСТ

4	<b>Фаренюк Г.Г., Тишковець А.В.</b> Світові тенденції підвищення енергоефективності будівель
11	<b>Дорофєєв В.С., Єгупов К.В., Немчинов Ю.І., Семенова Ю.В., Сорока М.М.</b> Особливості визначення навантажень і впливів на об'єкти підвищеного класу відповідальності
20	<b>Гнідець Б.Г.</b> Збірні каркаси багатоповерхових будинків з нерегулярною сіткою колон і змінною висотою поверхів
24	<b>Бабич Є.М., Дворкін Л.Й., Кочкар'єв Д.В., Філіпчук С.В.</b> Оцінювання міцнісних і деформаційних характеристик високоміцних бетонів при динамічних впливах
29	<b>Гарькава О.В., Гасенко А.В.</b> Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску
36	<b>Масюк Г.Х., Алексієвцев І.І.</b> Особливості визначення несучої здатності позацентрово стиснутих елементів за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами з урахуванням впливів другого порядку
43	<b>Довженко О.О., Погрібний В.В., Юрко І.А.</b> Зріз як форма руйнування бетону
51	<b>Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Шидловський Я.М., Добушовська А.С.</b> Дослідження фізико-механічних характеристик з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчатих пластинах
58	<b>Рогачко С.І., Казмірук О.В.</b> Особливості роботи морських гідротехнічних споруд з бетону та залізобетону
63	<b>Єременко Б.М., Теренчук С.А., Картавих С.М., Насіковський О.В.</b> Застосування експертних знань для формування бази знань системи оцінювання технічного стану будівельних конструкцій
70	<b>Коваль Т.І., Римарчук П.П.</b> Вплив багаторазово повторюваних навантажень на міцність базальтобетонних зразків балок
76	<b>Шишкіна О.О.</b> Використання комплексних нанокаталізаторів в технології будівельного 3D-друку
80	<b>Шейніч Л.О., Немчин О.Ф., Євдошук Д.В., Ігнатова І.В., Миколаєць М.Г., Мудрик М.С.</b> Неавтоклавний пінобетон на основі активованої цементної суспензії
85	Міжнародна науково-технічна конференція «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону»





# SCIENCE & CONSTRUCTION

4(14)'2017

**FOUNDER**  
State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions»

Certificate of state registration  
KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

**Head of Editorial Board:**

Farenyuk G., Dr., Ukraine

**Editor-in-chief:**

Tarasyuk V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Executive secretary:

Glazkova S., PhD, Ukraine

**Editorial Board**

Balazs G., Prof., Republic of Hungary

Bambura A., Dr., Prof., Ukraine

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

Dorofeev V., Dr., Prof., Ukraine

Yegupov K., Dr., Prof., Ukraine

Zharko L., PhD, Ass. Prof., Ukraine

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

Ivanchenko G., Dr., Prof., Ukraine

Ivleva N., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Kaliukh Yu., Dr., Prof., Ukraine

Kashchenko O., Dr., Prof., Ukraine

Kryvosheiev P., PhD, Prof., Ukraine

Kritov V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Lapovska S., Dr, Sen. Scientist, Ukraine

Maryenkov M., Dr, Sen. Scientist, Ukraine

Matveev I., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Nemchynov Iu., Dr, Prof., Ukraine

Slyusarenko Yu., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Sheinich L., Dr, Prof., Ukraine

Shiliuk P., PhD, Ukraine

Shokarev V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Vanicek I., Dr, Prof., Czech Republic

**Designer:**

K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 5 dated on 31.10.2017)

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. 06.03.2015, № 261).

The referencing on "Science & Construction" is obligatory when reprinting. The advertiser is responsible for content of advertisement. 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: ndibk@ndibk.gov.ua,

www.niisk.com

© "Science & Construction, 2017

**Signed for printing: 20.12.2017**

**Printing: TOV «SKY-PRINT»**

**Drawing: 100 copy**

## CONTENT

4	<b>Farenyuk G., Tyshkovets A.</b> World trends of buildings energy effectiveness increasing
11	<b>Dorofeev V., Iegupov K., Iegupov V., Kendzera O., Nemchynov Iu., Semenova Y., Soroka N.</b> Features of determining loads and impacts on objects of higher class of responsibility
20	<b>Hnidets B.</b> Prefabricated carcasses for high-rise buildings with irregular grids of column and variable height of floors
24	<b>Babych Y., Dvorkin L., Kochkarev D., Filipchuk S.</b> Evaluation of strength and deformation characteristics of high-strength concretes under dynamic influences
29	<b>Harkava O., Hasenko A.</b> Strength determination of reinforced concrete columns under biaxial compression
36	<b>Masjuk G., Alekseevets I.</b> The peculiarities of determination for bearing capacity of off-centre compressive elements during effect of low-cycle loads with alternating eccentricities taking into account influence of second-order
43	<b>Dovzhenko O., Pohribnyi V., Yurko I.</b> Shear as a form of concrete destruction
51	<b>Demchyna B., Surmai M., Shydlovskiy Y., Dobushovska A.</b> Study of joints of wooden elements made with punched metal plate fasteners
58	<b>Rogachko S., Kazmiruk O.</b> Peculiarities of work concrete and ferroconcrete of marine hydrotechnical constructions
63	<b>Yeremenko B., Terenchuk S., Kartavykh S., Nasikovskiy O.</b> Employment of expert knowledge to formation of the knowledge bases of the assessment system of technical condition of building constructions
70	<b>Koval T., Rymarchuk P.</b> Influence of manyfold cyclic dynamic load on the strength of basal concrete beams
76	<b>Shishkina A.</b> Using complex nanocatalists in the technology of the construction 3D-printing
80	<b>Sheinich L., Nemchyn O., Yevdoshchuk D., Ignatova I., Mykolaiets M., Moodryk M.</b> Non-autoclaved foamed concrete on base of activated cement suspension
85	International scientific and technical conference "Scientific and technical problems of modern reinforced concrete"

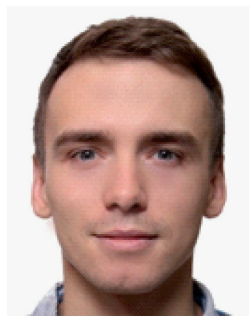


УДК 620.91+98



**ФАРЕНЮК Г.Г.**

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



**ТИШКОВЕЦЬ А.В.**

Аспірант, Національний технічний університет України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», м. Київ, Україна, e-mail: artemyshkovets@ukr.net, тел.: +38 (044) 204-82-50, ORCID: 0000-0001-6626-2677

## СВІТОВІ ТЕНДЕНЦІЇ ПІДВИЩЕННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВЕЛЬ

### АНОТАЦІЯ

Підвищення енергоефективності будівель є загальною проблемою всіх країн, де необхідно здійснювати кліматизацію внутрішнього простору будівель житлового та громадського призначення. Проблема енергозбереження в будівлях стала світовою під час різкого зростання цін на енергоносії у 70-х роках минулого століття. Країни Західної Європи та Північної Америки системно почали вирішувати цю проблему і створили умови для її подолання. В цих країнах накопичено досвід практичного рішення задач підвищення енергоефективності будівель за рахунок комплексних підходів, що включають технічні, економічні, організаційні і соціальні заходи.

На межі тисячоліть проблема збереження енергетичних ресурсів не перестала бути однією з найважливіших. Для розвинутих країн довгостроковий доступ до надійних енергетичних ресурсів визначає рівень політичного, економічного та соціального прогресу, а також визначає їх вразливість через залежність від природного газу та нафти, тобто посилення енергетичного фактору як стратегічного ресурсу. На сучасному етапі розвитку енергетики для суспільства існує загроза вичерпання невідновлюваних паливно-енергетичних ресурсів, відсутність реальних альтернатив їх заміщення, ризик їх виробництва та транспортування. Для України ці ризики поглиблюються тим, що запаси паливно-енергетичних ресурсів розподілені нерівномірно і їх велика частина розміщена у політично нестабільних регіонах, напруженою ситуацією на паливно-ресурсних ринках та несприятливий прогноз щодо подальшого підвищення цін на енергоносії. У зв'язку з цим проблема енергозбереження та енергоефективності стає дедалі важливішою.

У статті представлено аналіз сучасних тенденцій та найкращого світового досвіду щодо створення та реалізації стратегії підвищення енергоефективності будівель та забезпечення скорочення витрат паливно-енергетичних ресурсів країни. Незважаючи на наукові розробки, створені вітчизняними вченими в 80-90-х роках минулого століття, Україна втра-

тила багато часу в практичному вирішенні проблем енергозберігаючих будівель. Зараз Україна має унікальну можливість пройти 50-річний шлях країн Європи протягом короткого періоду часу, що вимагає всебічної та систематичної роботи, основні елементи якої представлені в статті.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** енергозбереження, енергоспоживання, енергетичне законодавство, енергоефективні будівлі, пасивний будинок, історія енергозбереження

### МИРОВЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ПОВЫШЕНИЯ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТИ СООРУЖЕНИЙ

**ФАРЕНЮК Г.Г.** Д-р техн. наук, директор, ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина, тел.: + 38 (044) 249-72-34, e-mail: farenjuk@ndibk.gov.ua, ORCID: 0000-0002-5703-3976

**ТИШКОВЕЦ А.В.** Аспирант, Национальный технический университет Украины «Киевский политехнический институт имени Игоря Сикорского», г. Киев, Украина, e-mail: artemyshkovets@ukr.net, тел.: +38 (044) 204-82-50, ORCID: 0000-0001-6626-2677

### АННОТАЦИЯ

Повышение энергоэффективности зданий является общей проблемой всех стран, где необходимо осуществлять климатизацию воздуха внутреннего пространства зданий жилого и общественного назначения. Проблема энергосбережения в зданиях стала мировой во время резкого роста цен на энергоносители в 70-х годах прошлого века. Страны Западной Европы и Северной Америки системно начали решать эту проблему и создали условия для ее преодоления. В этих странах накоплен опыт практического решения задачи повышения энергоэффективности зданий за счет комплексных подходов, что включают технические, экономические, организационные и социальные мероприятия.

На рубеже тысячелетий проблема сохранения энергетических ресурсов не перестала быть одной из важ-



нейшх. Для развитых стран долгосрочный доступ к надёжным энергетическим ресурсам определяет уровень политического, экономического и социального прогресса, а также определяет их уязвимость из-за зависимости от природного газа и нефти, то есть усиление энергетического фактора в качестве стратегического ресурса. На современном этапе развития энергетики для общества существует угроза истощения невозполнимых топливно-энергетических ресурсов, отсутствие реальных альтернатив их замещения, риски их производства и транспортирования. Для Украины эти риски усугубляются нестабильностью в регионах производства топливно-энергетических ресурсов, напряженностью на топливно-ресурсных рынках и неблагоприятным прогнозом относительно дальнейшего повышения цен на энергоносители. В связи с этим, проблема энергосбережения и энергоэффективности становится все более важной.

В статье представлен анализ современных тенденций и лучшего мирового опыта по созданию и реализации стратегии повышения энергоэффективности зданий и обеспечения сокращения расходов топливно-энергетических ресурсов страны. Невзирая на научные разработки, созданные отечественными учёными в 80-90-х годах прошлого века, Украина потеряла много времени в практическом решении проблем энергосберегающих зданий. Сейчас Украина имеет уникальную возможность пройти в течение короткого периода времени 50-летний путь стран Европы, что требует всесторонней и систематической работы, основные элементы которой представлены в статье.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** энергосбережение, энергетическое законодательство, энергоэффективные здания, пассивный дом, история энергосбережения

## WORLD TRENDS OF BUILDINGS ENERGY EFFECTIVENESS INCREASING

**FARENYUK G.G.** Dr., Director, State enterprise "State Scientific Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine,  
e-mail: farenyuk@ndibk.gov.ua,  
tel.: + 38 (044)249-72-34, ORCID: 0000-0002-5703-3976

**TYSHKOVETS A.V.** PG student, National Technical University of Ukraine «Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute», Kyiv, Ukraine,  
e-mail: artemtyshkovets@ukr.net,  
tel.: +38 (044)204-82-50, ORCID: 0000-0001-6626-2677

### ABSTRACT

Increasing of energy efficiency is a general problem for all countries where it is necessary to make climatization of the interior space of residential and public buildings. The problem of energy saving has become a global one during the sharp rise in energy prices in the 70's of the last century. The countries of Western Europe and North America systematically began to solve this problem and created the conditions for overcoming it. These countries gained the experience in practical solutions to the tasks of increasing the energy efficiency of buildings by means of

integrated approaches, which include effective technical, economic, organizational and social measures.

At the turn of the millennia this problem has not stopped to be one of the most important human problems. For developed countries a long-term access to reliable energy resources determines the level of political, economic and social progress, but also determines their vulnerability through dependence on natural gas and oil, that is, the strengthening of the energy factor as a strategic resource. At the current stage of development of energy for the society there is a threat of exhaustion of non-renewable fuel and energy resources, the lack of real alternatives to their replacement, risks in their production and transportation. For Ukraine these risks are intensifying due to instability in the regions of fuel and energy resources production, tension in fuel and resource markets and unfavorable prognosis for the further increase of energy prices. In this regard the problem of energy conservation and energy efficiency is becoming increasingly important.

The paper presents an analysis of current trends and best international experience in the development and implementation of energy efficiency strategies and ensuring the reduction of fuel and energy costs. Despite the scientific developments created by domestic scientists in the 80's-90's years of the last century Ukraine has lost a lot of time in the practical solution of energy efficiency buildings. Now Ukraine has a unique opportunity to go through a nearly 50-year journey, which was made in the countries of Europe, for a short period of time, what requires a comprehensive and systematic work, the main elements of which are represented in the article.

**KEY WORDS:** energy saving, energy consumption, energy legislation, energy efficient buildings, passive house, energy saving history

### ВСТУП

Ефективне використання енергії є одним із показників розвитку економіки, науки і є національним пріоритетом для кожної країни. Підвищення енергоефективності зменшує потребу в інвестиціях, збільшує конкурентоспроможність національної економіки, підвищує добробут споживачів, тобто забезпечує умови для спільної роботи держави та населення для забезпечення належних умов проживання і розвитку.

**ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ.** Проблема енергозбереження в будівлях на межі тисячоліть перетворилась в одну з найважливіших загальнолюдських проблем. Для розвинутих країн тривалий доступ до надійних ресурсів енергії визначає рівень політичного, економічного і соціального прогресу, але і обумовлює їх уразливість через залежність від природного газу і нафти, тобто надає енергетичному фактору стратегічного значення. Разом з тим, на сучасному етапі розвитку енергетики для суспільства існує загроза вичерпання невідновлювальних паливно-енергетичних ресурсів (ПЕР), відсутності реальних альтернатив їх заміни, ризиків втрат та виникнення аварій при їх виробництві і транспортуванні. Для України зазначені ризики на-





бувають усе більшого значення внаслідок загальної нестабільності в регіонах видобутку ПЕР, постійної напруги на вітчизняному паливно-ресурсному ринку та несприятливих прогнозів щодо подальшого зростання цін на енергоресурси. Тому все більш важливого значення набуває визначення оптимальної стратегії рішення проблеми енергозбереження та енергоефективності в будівництві.

**МЕТА СТАТТІ.** Провести аналіз сучасних тенденцій та найкращого світового досвіду щодо створення та реалізації стратегій підвищення енергоефективності використання та забезпечення скорочення витрат паливно-енергетичних ресурсів при спорудженні та експлуатації будівель житлового та громадського призначення.

**ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ.** Зростання енергоефективності будівель сприятливо позначається на енергетичній безпеці будь-якої країни, оскільки знижується залежність від імпорту викопного палива [1]. Останній аспект особливо стосується України, оскільки висока енергетична залежність нашої країни формує істотну залежність від імпорту енергоресурсів і, як наслідок, від країн-експортерів. За відсутності достатніх обсягів видобутку більшості видів власної енергетичної сировини Україна змушена її імпортувати, що обумовлює і наявність політичної складової у вирішенні цієї проблеми [2].

Високий рівень питомої ваги енергоспоживання будівлями у загальному енергобалансі країни (біля 40%) є закономірністю [3] для всіх країн, де є потреба у кондиціонуванні внутрішнього простору будівель. Тому зниження енергоспоживання є основною метою діяльності Міжнародного енергетичного агентства (МЕА), яка полягає у зменшенні викидів вуглецю в світі на 77% до 2050 року, що передбачено Міжурядовою групою експертів зі зміною клімату (МГЕЗК) [4].

Питання енергозбереження було актуальним ще в стародавній Візантії. Першим, найбільш відомим, податком, уведеним на використання тепла, вважається так званий «капнікон», введений візантійським імператором Никифором Першим Геником (802 – 811 р.р. н.е.). Незалежно від майнового стану, його платили всі. Ще одним відомим податком був так званий «папський» податок, який працював у Великобританії та Франції, де з 1529 року стягувалась плата за димарі. Об'єктом оподаткування була димова труба. З метою ухилення від сплати цього податку населення почало розбирати свої пічні труби і використовувати сусідські, або з метою економії спільно використовували одну трубу на кілька господарств. Податок був скасований у 1684 році після пожежі, що знищила близько двадцяти житлових будинків [5].

Особливо гострою проблема енергозбереження постала у 20-му столітті. Спочатку на проблему звернули увагу екологи, відмічаючи необхідність зменшення викидів парникових газів, а потім і весь світ

після того, як країни ОПЕК встановили ембарго на постачання нафти до країн, що підтримали Ізраїль у війні з Сирією та Єгиптом. Після паніки через зростання цін на бензин із багатокілометровими чергами на бензоколонках в Європі і США, неконтрольованого зростання вартості електричної і теплової енергії, а в ряді випадків, з тривалими перебоями їх постачання, в більшості розвинених держав було вжито заходів [6] щодо:

- розроблення спеціальних програм із економії ресурсів та енергії;
- виділення величезних бюджетних коштів на проведення науково-дослідних і конструкторських розробок у галузі використання нетрадиційних джерел енергії;
- зниження енергоспоживання в різних галузях промисловості;
- розроблення законодавчих ініціатив із забезпечення зниження споживання енергетичних ресурсів.

Подальший розвиток енергозберігаючих технологій можна поділити на такі етапи.

1973-1990рр. В США та ЄС було сформульовано концепцію про те, що споживання енергоресурсів на тепlopостачання і кліматизацію будівель повинно залишатися на існуючому в той період рівні при зростаючому обсязі будівництва. Будівництво тих часів було енерговитратною сферою [6-9]. Показники енергоемності будівель у більшості країн були на одному рівні. За цими показниками будівлі в Україні, були приблизно однакові з багатоповерховими будівлями Західної Європи. Цю концепцію почали реалізовувати у Західній Європі на початку 1980-х років. Стратегічним напрямом її реалізації було істотне підвищення рівня теплоізоляції будинків. В Україні аналогічні підходи почали втілювати завдяки роботам [10-12], що дало поштовх до реалізації сучасних принципів при створенні національної системи проектування будівель за показниками енергоефективності.

Протягом другого етапу (1991-2003 рр.) було досягнуто значного прогресу в енергоощадних технологіях, почали широко використовувати теплові насоси, а вітрові генератори та сонячні елементи стали абсолютно буденними в Європі, Японії і США. Були розроблені сучасні конкурентоспроможні енергоефективні будівлі, сформульовано методичні принципи пасивних будинків і будинків з майже нульовим споживанням енергії, вперше масово почали займатися санацією будівель старого типу для доведення їх до сучасних вимог із енергозбереження.

У США розроблено комплексний документ "Energy Act 1992", який визначив основні проблеми в енергозбереженні та напрямки їх вирішення [7]. Він став визначальним для розвитку нових технологій в галузі енергозбереження та використання альтернативних та нетрадиційних джерел енергії більш ніж на 10 років. Конгресом США було виділено кілька мільярдів доларів на забезпечення енергозбереження, вперше було приділено увагу створенню дієвої



системи субсидій і пільг для споживачів, що виконують вимоги по енергоефективності своїх будівель. Було впроваджено програму перспективних стандартів і нормативів, спрямованих на економію енергії в усіх галузях, включаючи, будівництво і виробництво будівельних матеріалів. Виділені значні кошти на впровадження програми енергозбереження та роз'яснення її завдань споживачам, на пілотні проекти енергоефективних будівель різного призначення в різних кліматичних регіонах країни (з подальшим повномасштабним моніторингом результатів), виділено кошти на створення комп'ютерних методів оцінювання характеристик і енергоефективності різних конструкцій будівель.

У Німеччині вирішували проблему побудованих у східній частині країни будівель за радянськими проектами, велику частину яких складали так звані «хрущовки». Проведений на початку 90-х років комплексний енергетичний моніторинг показав, що середня витрата енергії на опалення, гаряче водопостачання, освітлення та інші побутові потреби в старих будівлях становила близько  $280 \text{ кВт}\cdot\text{год}/\text{м}^2$ , із них тільки на опалення припадало не менш  $220 \text{ кВт}\cdot\text{год}/\text{м}^2$  (і це в умовах досить м'якого клімату Німеччини) [7]. У 1995 р. було видано федеральний закон [7], відповідно до якого нові будівлі необхідно будувати з питомою витратою енергії на опалення не вище  $100 \text{ кВт}\cdot\text{год}$ , а інші витрати було обмежено на рівні  $60 \text{ кВт}\cdot\text{год}/\text{м}^2$ . Для існуючих будівель було визначено період у 7 років, протягом якого вони або повинні бути доведені до встановленого рівня енерговитрат, або, в разі неможливості чи недоцільності реконструкції, бути знесені. Якщо положення зазначеного закону не виконувались, власнику в кілька разів збільшували комунальні платежі, накладали великі штрафи, збільшували обов'язкові страхові внески, знижували заставну вартість.

У Франції було розроблено документ RT 2000 "Індивідуальні будинки без систем кондиціонування повітря". Відповідно до його вимог необхідно набрати 20 балів за такими розділами [7]: теплоізоляція перекриттів, стін і покрівлі (2 - 5 балів); наявність теплових містків у конструкції будівлі (0 - 4 балів); тип віконних конструкцій (1- 3 балів); системи вентиляції (1 - 4 балів); системи опалення та гарячого водопостачання (1-6 балів). Проект будинку затверджувався, якщо в сумі набиралось 20 балів, що забезпечувало варіантність проектування за виконанням вимог із економії енергії (наприклад, застосовувати дорогі і дуже ефективні вікна, але заощадити на теплоізоляції перекриттів тощо).

Подібні методичні підходи успішно застосовують в багатьох країнах, що дозволило сформулювати принципи "зелених" стандартів будівництва [6].

Третій етап (2003-2008 років) був характерним черговим підвищенням цін на нафту, відзначений значною увагою до процесів глобального потепління, успіхами в розробленні та впровадженні в масове виробництво нових матеріалів, що дозволило більш ефективно використовувати сонячну енергію та інші

відновлювані джерела енергії.

У цей період у Південно-Східній Азії (Таїланд, Тайвань) було розпочато виробництво тонкоплівкових сонячних елементів, коефіцієнт корисної дії яких вищий, ніж у традиційних кремнієвих, а вартість істотно нижча, що зумовило вибухове зростання виробництва та застосування фотоелектричних систем.

У 2004 р. Конгрес США прийняв новий документ "Energy Act 2004" та "Дорожні карти" для різних галузей промисловості. Такі документи є практично в усіх промислових галузях і визначають короткострокові і середньострокові конкретні цілі енергозбереження. В результаті, незважаючи на зростання промисловості в США, енергоспоживання в цілому по країні практично не змінилося порівняно з 1990 р. [7].

І в Євросоюзі, і в США налагоджено чітку координацію різних заходів із енергозбереження не тільки між галузями промисловості, а й між країнами. Енергозбереження є основою економіки і підтримується більшістю громадян країн, незважаючи на те, що деякі нові технології сьогодні все ще значно дорожчі за традиційні. Підтвердженням цього є те, що за останні роки в багатьох країнах реалізовано велику кількість проектів "пасивних" будинків не тільки малоповерхових, але і висотних (вище 100 м).

Характерною особливістю четвертого етапу є початок світової економічної кризи 2009 року. Євросоюз відреагував на це прийняттям Програми «20-20-20», основними цілями якої є енергозбереження і захист клімату. Метою програми є підвищення енергоефективності промисловості та будинків на 20%, зниження викидів парникових газів на 20% і збільшення частки виробництва енергії з відновлюваних джерел енергії на 20% до 2020 року. Програма має також більш амбіційні цілі - скорочення до 2050 р викидів в атмосферу парникових газів на 85-90% порівняно з 1990 р., за умови, що до вирішення цієї проблеми будуть залучені всі індустріальні країни. При цьому для країн-членів Євросоюзу передбачено:

- початкові інвестиції в 270 млрд. євро, що дадуть зменшення енергетичних витрат у середньому від 175 до 320 млрд. євро в рік;
- зниження споживання первинної енергії на 30% порівняно з 2005 р. без скорочення обсягу енергетичних послуг;
- більш високу безпеку енергопостачання економіки ЄС (скорочення вдвічі імпорту нафти і газу порівняно з 2010 р, економія в 2050 р. до 400 млрд. євро на оплату нафтових і газових рахунків ЄС, страхування від економічного збитку в результаті можливих різких стрибків цін на енергоносії);
- отримання вигоди, пов'язаної з поліпшенням якості повітря і здоров'я населення, в 27 млрд. євро у 2030 р і 88 млрд. євро в 2050 р.

У Китаї при величезних обсягах виробництва, промислові підприємства до останнього часу практично не звертали уваги на енергоемність продукції внаслідок дешевої робочої сили, що компенсувало



зайві витрати на енергію. Той факт, що Уряд КНР проголосив енергозбереження одним з пріоритетів економіки, є надзвичайно показовим і за останні роки там проектується і будується більшість будівель із використанням новітніх досягнень у галузі енергозбереження, включаючи і висотні будівлі з нульовим споживанням енергії. Саме в цій країні сьогодні виробляється найбільше сонячних елементів останнього покоління [13].

У цей період активізувалися роботи з підвищення вимог до світлопрозорих конструкцій. У відповідності до введених у дію з жовтня 2009 р. німецьких норм EnEV [14], коефіцієнт теплопередачі світлопрозорих конструкцій повинен бути не вище 1,3 Вт/м<sup>2</sup>·К (опір теплопередачі - не менше 0,769м<sup>2</sup>·К/Вт). За наступною редакцією цих норм (EnEV 2012) коефіцієнт теплопередачі світлопрозорих конструкцій з 01.01.2012 р повинен був бути не більше 0,8-0,9 Вт/м<sup>2</sup>·К (опір теплопередачі - не менше 1,11-1,22 м<sup>2</sup>·К/Вт). У більшості інших країн Євросоюзу також приймають нормативні вимоги, спрямовані на підвищення теплотехнічних характеристик світлопрозорих конструкцій [14].

Подібні програми існують у багатьох країнах і, як правило, підтримуються державою. Так, наприклад, у США власникам приватних односімейних будинків держава надає податкові відрахування в 1500 доларів, якщо вони змінюють старі вікна на нові, що перевищує установлені для даного регіону теплотехнічні вимоги [3, 15].

Всі ці фундаментальні зміни супроводжувались тисячами локальних проектів, на яких перевірялись і всі внесені зміни [15-18]. Окремо варто відзначити проект «Велика Філадельфія», який став на довгий час експериментальним стандартом для тисяч нових розробок [15]. В основу проекту було покладено об'єднання енергозберігаючих ініціатив на всіх рівнях, що включали в себе урядові та громадські ініціативи, були залучені комерційні та наукові установи, а також виробничі об'єкти. Метою було об'єднання всіх передових розробок і максимально швидке їх впровадження у побут. Це був один із масштабних проектів, із реалізації програми США щодо зменшення енерговитрат на експлуатацію будівель. Результатом таких робіт була зміна вимог до допустимих витрат енергії на опалення будівель, які призвели до переходу на конструкції будівель з майже нульовим споживанням енергії (табл.). З урахуванням робіт [19-22]

Таблиця. Вимоги стандарту щодо зниження енергоспоживання будівель

Енергоспоживання* кВт·год/м <sup>2</sup>	Рік								
	1999	2001	2004	2010	2013	2015	2020	2025	2030
Без урахування споживання електричної енергії користувачами обладнання (офісна техніка, кухонні прилади, тощо)	167,3	163	138	96,7	85,3	72,7	56,9	44,2	0,0
З урахуванням споживання електричної енергії користувачами обладнання	-	-	223	154,8	132,7	113,8	75,9	56,9	0,0

\* - Споживання первинної енергії будівлею за річним звітом

був розроблений стандарт по зниженню енергоспоживання будівель ASHRAE 90.1, який передбачав перехід до нульового споживання енергії будівлями до 2030 року (табл.) [23].

## ВИСНОВКИ

Програми з енергоефективності, прийняті в різних країнах світу, подібні одна до одної за загальними принципами, але мають свої регіональні особливості. В Україні актуальність зменшення енерговитрат у житловому секторі та будівництві з кожним роком лише зростає. Модернізація теплогенеруючого обладнання вітчизняних ТЕС потребує інвестицій близько 141 млрд. грн., що забезпечить 4% економії ресурсів. Модернізація теплових мереж (33 млрд грн) зменшить втрати теплової енергії на 14%. У той же час термомодернізація житлових будинків призведе до зменшення втрат енергії на 41%. Щодо будинків громадського призначення, то у разі успішної реалізації енергосервісних послуг за 10 років бюджету всіх рівнів щороку будуть заощаджувати понад 11 млрд. грн. на оплаті послуг з опалення.

Україна втратила багато часу в практичному рішенні задач щодо підвищення енергоефективності будівель. Технічні принципи термомодернізації будівель та конструктивні рішення улаштувань фасадної теплоізоляції були сформульовані у 1986 р. [24] та набули подальшого розвитку у роботах [25-28]. Зараз наша держава має унікальну можливість пройти 50-ти річний шлях, який здійснено країнами Європи, за декілька років. Але це вимагає комплексної і системної роботи. Потрібна злагоджена робота урядових, наукових та будівельних організацій і населення в підвищенні енергоефективності нашої країни. Необхідно розробити наукові принципи будівництва будівель з майже нульовим споживанням енергії та змінювати генеруючі потужності на відновлювані





джерела енергії. Лише комплексна робота дозволить опанувувати найкращі світові досягнення з урахуванням регіональних кліматичних умов, що дасть можливість Україні зайняти гідні позиції в списку розвинених країн.

### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Official website of the International Energy Agency. [Electronic resource]. - Access mode <http://www.iea.org> (дата звернення 25.05.2017).
2. Энергоэффективность как ресурс для инновационного развития: национальный отчет о состоянии и перспективах реализации государственной политики в области энергоэффективности / С.Ф. Ермилов, В. Хейц, Ю.П. Яценко, В.В. Григоровский, В.Е. Лиар, и др. – Киев, НАЕР, 2009. – 93 с.
3. Energy Conservation and Electricity Demand, The Diffusion of Energy Efficiency in Building/ By Nils Kok, Marquise McGraw, John M. Quigley, 2011. – P 77-82.
4. Energy efficiency buildings market transformation / World Business Council for Sustainable Development / George David, Bruno Lafon, etc., 2009. – 4 p.
5. Taxes on chimneys, chimneys and fire in the oven [Electronic resource]. - Access mode <http://nalogitax.ru> (дата звернення 08.02.2017).
6. Незвичайні податки в історії та ефективність їх використання [Electronic resource]. - Access mode <http://ukrbukva.net/page,5,37663>, (дата звернення 25.12.2016).
7. The modern history of energy conservation. [Electronic resource]. - Access mode <http://escholarship.org>. (дата звернення 25.05.2017).
8. Фаренюк Г.Г. Теплотехнические характеристики фасадных комбинированных систем // Фаренюк Г.Г., Фаренюк Е.Г. / Оконные технологии. – 2001. - № 6. – С. 35-45.
9. Фаренюк Г.Г. Совершенствование ограждающих конструкций и повышение энергоэффективности зданий/ Г.Г.Фаренюк// Вісн. Акад. буд-ва України, Київ, 1998. – С. 38 – 40.
10. Фаренюк Г.Г. Тепловые и экономические аспекты энергосбережения в зданиях/ Г.Г. Фаренюк// Оконные технологии, 2000, № 3. – С. 32 – 35.
11. Фаренюк Г.Г. Совершенствование принципов нормирования теплозащиты ограждающих конструкций зданий/ Г.Г. Фаренюк// Оконные технологии, 2000, № 4. – С. 62 – 64.
12. Фаренюк Г.Г. Наружные стены современных зданий и их конструктивные особенности / Г.Г. Фаренюк // АСЖ Особняк, 2000, № 3 (17). – С. 32 – 35.
13. Baizhan Li, Runming Yao Building energy efficiency for sustainable development in China: challenges and opportunities // Bulding research and information, 2012. 40(4). - P. 417–431.
14. Спиридонов А.В., Шубин И.А. Энергосбережение в США, Европе и России // Строй Профи, 2012. - № 3, 4. - С. 38-41.
15. Henry C. Foley, The greater Philadelphia innovation cluster for energy-efficient buildings: a new model for public-private partnerships Henry C. Foley, James Freihaut, Paul Hallacher, and Christine Knapp // Industrial Research Institute, 2011, project number 6308. - P. 42-48.
16. Indrek Raidea, Lessons learnt from the first public buildings in Estonia intended to be passive houses. Indrek Raidea, Targo Kalameesa, Tõnu Muringb // Proc. of the Estonian Acad. of Sciences, 2015, 64. - P. 157–167.
17. Alcott, Hunt, and Sendhil Mullainathan. Behavior and Energy Policy, 2010 Science, 327(5970). - P. 1204–05.
18. Eichholtz, Piet M.A., Nils Kok, and John M. Quigley. “Doing Well by Doing Good? Green Office Buildings.” American Economic Review, 100(5). - P. 2492–2509.
19. Elena Eftimie. Costing energy efficiency improvements in buildings Case study: Braşov, Romania // Intern. J. of Energy and Environment, 2015, Vol. 6, Issue 1, 2015. - P. 47-60.
20. Stojanovic B.V., et al. Thermally Activated Building Systems in Context of... Thermal science: Year 2014, Vol. 18, No. 3. - P. 1011-1018.
21. Michael J. Gestwick, Alaaeldin Kandil and James A. Love, Heating plant input-output efficiency in two cold-climate institutional buildings with condensing hot water boilers// Building Serv. Eng. Res. Technol., 2014, Vol. 35(6). - P. 634–652.
22. Nils Kok, Marquise McGraw, John M. Quigley. The diffusion over time and space of energy efficiency in building // Ann Reg Sci, 2012, 48. - P. 541–564.
23. Official site of the ASHRAE standards [Electronic resource]. - Access mode <https://www.ashrae.org/resources--publications/bookstore/standard-90-1> (дата звернення 29.11.2016).
24. Хоменко В.П., Фаренюк Г.Г. Справочник по теплозащите зданий. – Київ: Будівельник, 1986. – 232 с.
25. Фаренюк Г.Г. Методические принципы оптимизации затрат на термореновацию зданий при их реконструкции / Будівельні конструкції: Зб. наукових пр., 2001. - Вип. 54. - С. 714 - 721.
26. Фаренюк Г.Г. Метод оптимизации затрат на термореновацию зданий при их реконструкции / Фаренюк Г.Г. / Оконные технологии. – Київ, 2001. - № 6. – С. 25-30.
27. Фаренюк Г.Г. Методы расчета солнечной радиации при проектировании теплоизоляции светопрозрачных конструкций зданий и сооружений / Фаренюк Г.Г., Горин В.В., Фаренюк Е.Г. // Оконные технологии, Киев, 2002, № 11. – С. 38-47.
28. Фаренюк Г.Г. Составляющие теплопотерь зданий первых массовых серий и возможности из-



менения их структуры // Реконструкція житла.  
- Киев, 2003. – С. 99-102.

## REFERENCES

1. Official website of the International Energy Agency. [Electronic resource]. - Access mode <http://www.iea.org> (date of address 25.05.2017).
2. Energy effectiveness as resource for innovation development: National report on state and implementation prospects of state politics in area of energy effectiveness / S.F. Ermilov, V. Heyets, Yu.P. Yashchenko etc. – Kyiv, NAER, 2009. – 93 p.
3. Energy Conservation and Electricity Demand, The Diffusion of Energy Efficiency in Building/ By Nils Kok, Marquise McGraw, John M. Quigley, 2011. – P. 77-82.
4. Energy efficiency buildings market transformation / World Business Council for Sustainable Development / George David, Bruno Lafon, etc., 2009. – 4 p.
5. Taxes on chimneys, chimneys and fire in the oven [Electronic resource]. - Access mode <http://nalogitax.ru> (date of address 08.02.2017).
6. Unusual taxes in history and its using effectiveness [Electronic resource]. - Access mode <http://ukrbukva.net/page,5,37663>, (date of address 25.12.2016).
7. The modern history of energy conservation [Electronic resource]. - Access mode <http://escholarship.org>. (date of address 25.05.2017).
8. Farenjuk G.G. Thermotechnical characteristics of facade combined systems / G.G. Farenjuk, E.G. Farenjuk // Window technologies, Kyiv, – 2001. - № 6. – P. 35-45.
9. Farenjuk G.G. Enclosing structures perfection and increasing of energy effectiveness of buildings / G.G.Farenjuk // Her. of Constr. Acad. of Ukraine, Kyiv, 1998. – P. 38 – 40.
10. Farenjuk G.G. Heat and economical aspects of energy saving in buildings / G.G. Farenjuk // Window technologies, Kyiv, 2000, № 3. – P. 32 – 35.
11. Farenjuk G.G. Perfection of principles for norming of thermal protection of building enclosing structures/ G.G.Farenjuk // Window technologies, Kyiv, 2000, № 4. – P. 62 – 64.
12. Farenjuk G.G. Modern building external walls and its structural features / G.G. Farenjuk // ASJ Osobnyak, 2000, № 3 (17). - P. 32 – 35.
13. Baizhan Li, Runming Yao. Building energy efficiency for sustainable development in China: challenges and opportunities // Building research and inform, 2012. 40(4). - P. 417–431.
14. Spiridonov A.V., Shubin I.L. Energy saving in USA, Europe and Russia // StroProfi, № 3, 4. - P. 38-41.
15. Henry C. Foley. The greater Philadelphia innovation cluster for energy-efficient buildings: a new model for public-private partnerships Henry C. Foley, James Freihaut, Paul Hallacher, and Christine Knapp // Industr. Research Inst., 2011, project number 6308. - P. 42-48.
16. Indrek Raidea, Lessons learnt from the first public buildings in Estonia intended to be passive houses. Indrek Raidea, Targo Kalameesa, Tõnu Mauringb// Proc. of the Estonian Acad. of Sciences, 2015, 64, 2. - P. 157–167.
17. Alcott, Hunt, and Sendhil Mullainathan. 2010. Behavior and Energy Policy / Science, 327(5970). - P. 1204–05.
18. Eichholtz, Piet M. A., Nils Kok, and John M. Quigley. Doing Well by Doing Good? Green Office Buildings. American Economic Review 100(5). - P. 2492–2509.
19. Elena Eftimie. Costing energy efficiency improvements in buildings Case study: Braşov, Romania // Intern. J. of Energy and Environment / 2015, Vol. 6, Iss. 1, 2015. - P.47-60.
20. Stojanovic B.V., et al. Thermally Activated Building Systems in Context of... Thermal science: Year 2014, Vol. 18, No. 3. - P. 1011-1018.
21. Michael J. Gestwick, Alaaeldin Kandil & James A. Love, Heating plant input–output efficiency in two cold-climate institutional buildings with condensing hot water boilers// Building Serv. Eng. Res. Technol., 2014, Vol. 35(6). - P. 634–652.
22. Nils Kok, Marquise McGraw, John M. Quigley The diffusion over time and space of energy efficiency in building // Ann Reg Sci (2012) 48. - P. 541–564.
23. Official site of the ASHRAE standardts [Electronic resource]. - Access mode <https://www.ashrae.org/resources--publications/bookstore/standard-90-1> (date of address 29.11.2016).
24. Khomenko V.P. & Farenjuk G.G. Reference book on buildings thermal protection. – Kyiv: Budivelnik, 1986. – 232 p.
25. Farenjuk G.G. Methodical principles for optimization of the expenditures for buildings thermal renovation when its retrofitting. - Building structures: coll. Scientific works, 2001, Iss. 54. - P. 714 - 721.
26. Farenjuk G.G. Methods for optimizing the cost of thermal insulation of buildings during their reconstruction / G.G. Farenjuk / Window technologies, Kyiv, 2001. - № 6 – P. 25-30.
27. Farenjuk G.G. Methods for calculating solar radiation in the design of thermal insulation of translucent structures of buildings and structures // G.G. Farenjuk G.G., V.V. Gorin, E.G. Farenjuk / Window technologies, Kyiv, 2002, № 11. – P. 38-47.
28. Farenjuk G.G. Components of heat losses of the first batch series buildings and possibilities for its structure change. – Dwelling reconstruction, Kyiv, 2003. – P. 99-102.

Стаття надійшла до редакції 27.07.2017.



УДК 627.943:550.34



**ДОРОФЄЄВ В.С.**

Д-р технічних наук, проф., професор кафедри, Одеський національний морський університет, м. Одеса, Україна, e-mail: dorvs@ukr.net, тел. +38 (048) 729-86-20, ORCID:0000-0002-2412-4134



**ЄГУПОВ К.В.**

Д-р технічних наук, проф., директор НДІ фундаментальних і прикладних досліджень Одеського національного морського університету, м. Одеса, Україна, e-mail: yegupov.k@gmail.com, тел. +38 (097) 238-02-08, ORCID: 0000-0002-8342-820X



**ЄГУПОВ В.К.**

Інженер, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна НАН України, м. Одеса, Україна, e-mail: slava.yegupov@gmail.com, тел. +38 (096) 369-09-17, ORCID: 0000-0001-5093-6948



**КЕНДЗЕРА О.В.**

Канд. фізико-математичних наук, заст. дир., Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна НАН України, м. Київ, Україна, e-mail: kendzera@igph.kiev.ua, тел. +38 (044) 423-81-43, ORCID: 0000-0003-0691-0227



**НЕМЧИНОВ Ю.І.**

Д-р технічних наук, проф., перший заступник директора інституту з наукової роботи, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua, тел. +38 (050) 469-35-77, ORCID: 0000-0002-6618-125X



**СЕМЕНОВА Ю.В.**

Канд. фізико-математичних наук, науковий співробітник, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна НАН України, м. Київ, Україна, e-mail: ulaska@ukr.net, тел. +38 (097) 780-89-88, ORCID: 0000-0003-4628-8663



**СОРОКА М.М.**

Доцент, канд. технічних наук, зав. лаб., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Одеса, Україна, e-mail: soroka@ogasa.org.ua, тел. +38 (067) 655-35-35

## ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ НА ОБ'ЄКТИ ПІДВИЩЕНОГО КЛАСУ ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ

### АНОТАЦІЯ

У статті розглянуто питання розрахунку будівель і споруд підвищеної відповідальності на сейсмічні дії. Показано, що не врахування низки геофізичних чинників призводить до значної зміни величин сейсмічних дій, як правило, у небезпечний бік. Для оцінювання надійності об'єктів підвищеного класу відповідальності (СС2 і СС3) необхідно отримати додаткові геофізичні дані (швидкість проходження хвилі під спорудою, переважаючий період коливань ґрунту та синтезовані акселерограми з врахуванням ґрунтових умов майданчика будівництва). При

проектуванні відповідальних споруд класу СС2 і СС3 в складних інженерно-геологічних умовах необхідно враховувати вимоги державних будівельних норм ДБН В.1.1:12-2014 «Будівництво в сейсмічних районах України», дотримання яких дозволить забезпечити ефективну роботу, надійність і довговічність будівельних конструкцій. Сейсмостійкість будівель значною мірою залежить від їх конфігурації, розташування і типу конструктивних елементів, врахування просторової роботи споруди і кінцевої швидкості проходження сейсмічних хвиль під ними в умо-





вах реальної сейсмічної дії. Теоретичне моделювання сейсмічних дій і чисельні експерименти дозволили встановити, що нерівномірності поля коливань ґрунту, фільтрація сейсмічних хвиль геологічним середовищем і виникнення резонансних коливань в спорудах при сильних підкорових землетрусах зони Вранча може привести до збільшення сейсмічних навантажень у декілька разів. Побудовані з урахуванням результатів сейсмічного мікрорайонування розрахункові акселерограми і спектри реакції відкривають можливість істотного здешевлення сейсмостійкого будівництва за рахунок оптимального вибору конструктивних рішень, що дозволяє уникнути збігу переважаючих частот, відповідних піковим прискоренням у сейсмічних хвилях, резонансних частот підстилаючої ґрунтової товщі і власних частот будівлі (споруди), що проектується, із збереженням необхідної надійності для особливо відповідальних споруд.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** клас наслідків (відповідальності), землетрус, сейсмічне мікрорайонування, розрахункові акселерограми.

### **ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ОБЪЕКТЫ ПОВЫШЕННОГО КЛАССА ОТВЕТСТВЕННОСТИ**

**ДОРОФЕЕВ В.С.** Д-р технических наук, проф., проф. кафедры, Одесский национальный морской университет, г. Одесса, Украина, e-mail: dorvs@ukr.net, тел. +38 (048) 729-86-20, ORCID:0000-0002-2412-4134

**ЕГУПОВ К.В.** Д-р технических наук, проф., директор, НИИ фундаментальных и прикладных исследований Одесского национального морского университета, г. Одесса, Украина, e-mail: yegupov.k@gmail.com, тел. +38 (097) 238-02-08, ORCID: 0000-0002-8342-820X

**ЕГУПОВ В.К.** Инженер, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Одесса, Украина, e-mail: slava.yegupov@gmail.com, тел. +38 (096) 369-09-17, ORCID: 0000-0001-5093-6948

**КЕНДЗЕРА А.В.** Канд. физ.-мат. наук, зам. директора, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: kendzera@igph.kiev.ua, тел. +38 (044) 423-81-43, ORCID: 0000-0003-0691-0227

**НЕМЧИНОВ Ю.И.** Д-р технических наук, проф., первый заместитель директора института по научной работе, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина, e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua, тел. +38 (050) 469-35-77, ORCID: 0000-0002-6618-125X

**СЕМЕНОВА Ю.В.** Канд. физ.-мат. наук, научный сотрудник, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: ulaska@ukr.net, тел. +38 (097) 780-89-88, ORCID: 0000-0003-4628-8663

**СОРОКА Н.Н.** Канд. технических наук, доцент, зав. лаб., ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Одесса, Украина, e-mail: soroka@ogasa.org.ua, тел. +38 (067) 655-35-35

### **АННОТАЦИЯ**

В статье рассмотрены вопросы расчета зданий и сооружений повышенной ответственности на сейсмические воздействия. Показано, что не учет ряда геофизических факторов приводит к значительному изменению величин сейсмических воздействий, часто в опасную сторону. Для оценки надежности объектов повышенного класса ответственности (СС2 и СС3) необходимо получить дополнительные геофизические данные (скорость прохождения волны под сооружением, преобладающий период колебания ґрунта и синтезированные акселерограммы с учетом ґрунтовых условий площадки строительства). При проектировании ответственных сооружений класса СС2 и СС3 в сложных инженерно-геологических условиях необходимо учитывать требования ДБН В.1.1:12-2014 «Строительство в сейсмических районах Украины», соблюдение которых позволит обеспечить эффективную работу, надежность и долговечность строительных конструкций. Сейсмостойкость зданий в значительной мере зависит от их конфигурации, расположения и типа конструктивных элементов, учета пространственной работы сооружений и конечной скорости прохождения сейсмических волн под ними в условиях реального сейсмического воздействия. Теоретическое моделирование сейсмических воздействий и численные эксперименты позволили установить, что неравномерности поля колебаний ґрунта, фильтрация сейсмических волн геологической средой и возникновение резонансных колебаний в сооружениях при сильных подкоровых землетрясениях зони Вранча может привести к увеличению сейсмических нагрузок в несколько раз. Построенные с учетом результатов сейсмического микрорайонирования расчетные акселерограммы и спектры реакции открывают возможность существенного удешевления сейсмостойкого строительства за счет оптимального выбора конструктивных решений, позволяющих избежать совпадения преобладающих частот, соответствующих пиковым ускорениям в сейсмических волнах, резонансных частот подстилающей ґрунтовой толщи и собственных частот проектируемого здания (сооружения), с сохранением необходимой надежности для особо ответственных сооружений.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** класс последствий (ответственности), землетрясение, сейсмическое микрорайонирование, расчетные акселерограммы.

### **FEATURES OF DETERMINING LOADS AND IMPACTS ON OBJECTS OF HIGHER CLASS OF RESPONSIBILITY**

**DOROFEEV V.S.** Dr., Prof., Odessa National Maritime University, Odessa, Ukraine, e-mail: dorvs@ukr.net, tel. +38 (048) 729-86-20, ORCID: 0000-0002-2412-4134

**IEGUPOV K.V.** Dr., Prof., Director, Scientific Research Institute for Fundamental & Applied Studies of Odessa National Maritime University, Odessa, Ukraine, e-mail: yegupov.k@gmail.com, тел. +38 (097) 238-02-08, ORCID: 0000-0002-8342-820X



**IEGUPOV V.K.** Engineer, S.I. Subbotin Institute of Geophysics, National Academy of Sciences of Ukraine, Odessa, Ukraine, e-mail: slava.yegupov@gmail.com, tel. +38 (096) 369-09-17, ORCID: 0000-0001-5093-6948

**KENDZERA A.V.** PhD., deputy dir., S.I. Subbotin Institute of Geophysics, National Academy of Sciences of Ukraine, Kiev, Ukraine, e-mail: kendzera@igph.kiev.ua, tel. +38 (044) 423-81-43, ORCID: 0000-0003-0691-0227

**NEMCHYNOV Iu.I.** Dr., Prof., the first deputy dir. on scientific work, SE "State scientific research institute of building constructions", Kiev, Ukraine, e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua, tel. +38 (050) 469-35-77, ORCID: 0000-0002-6618-125X

**SEMENOVA Y.V.** PhD., research scientist, S.I. Subbotin Institute of Geophysics, National Academy of Sciences of Ukraine, Kiev, Ukraine, e-mail: ulaska@ukr.net, tel. +38 (097) 780-89-88, ORCID: 0000-0003-4628-8663

**SOROKA N.N.** PhD, Ass. Prof., laboratory head, SE "State scientific research institute of building constructions", Odessa, Ukraine, e-mail: soroka@ogasa.org.ua, tel. +38 (067) 655-35-35

## ABSTRACT

The article deals with the calculation of buildings and structures of increased responsibility for seismic impacts. It is shown that not taking into account a number of geophysical factors leads to a significant change in the magnitude of seismic impacts, often in a dangerous direction. To assess the reliability of the increased liability class facilities (CC2 and CC3), it is necessary to obtain additional geophysical data (wave propagation speed under the structure, the prevailing period of soil oscillation and synthesized accelerograms taking into account the ground conditions of the construction site). When designing critical facilities of class CC2 and CC3 in complex engineering and geological conditions, it is necessary to take into account the requirements of DBN B.1.1: 12-2014 "Construction in seismic regions of Ukraine", compliance with which will ensure efficient operation, reliability and durability of building structures. The seismic stability of buildings depends to a large extent on their configuration, location and type of structural elements, taking into account the spatial operation of structures and the final velocity of seismic waves under them under conditions of real seismic action. Theoretical modeling of seismic influences and numerical experiments allowed us to establish that the unevenness of the soil oscillation field, the seismic wave filtration by the geological environment, and the appearance of resonant oscillations in structures with strong subcrustal earthquakes in the Vrancea zone may increase the seismic loads by several times. The calculated accelerograms and reaction spectra constructed with consideration of the results of the seismic microzoning make it possible to significantly reduce the cost of earthquake-proof construction due to the optimal choice of design solutions that allow to avoid the coincidence of the prevailing frequencies corresponding to peak accelerations in seismic waves, the resonant frequencies of the underlying soil strata and the natural frequencies

of the designed building, with the preservation of the necessary reliability of highly responsible structures.

**KEY WORDS:** class of consequences (responsibility), earthquake, seismic microzoning, calculated accelerograms.

## ВСТУПЛЕНИЕ

С июня 2017 года вступил в силу Закон Украины от 17.01.2017 года № 1817-VIII «О внесении изменений к некоторым законодательным актам Украины об усовершенствовании градостроительной деятельности».

На уровне закона определено понятие класса последствий (ответственности) и критерии для отнесения объектов к классам СС1, СС2 и СС3.

Все объекты делятся по следующим классам последствий (consequence class): ответственности: незначительные последствия - СС1; средние последствия - СС2; значительные последствия - СС3.

Определение класса последствий зданий базируется на рекомендациях [1], в которых реализована процедура оценки надежности сооружений и их конструктивных элементов и назначения коэффициентов, которые используются в расчётных ситуациях.

На уровне Евросоюза устанавливаются требования к проектированию строительных конструкций. Требования к проектированию конкретных объектов устанавливаются каждой страной в отдельности с учетом специфики территорий, национальных традиций, экономического состояния государства и т.д.

Технический регламент строительных изделий, зданий и сооружений разработан с учетом требований Регламента (ЕС) № 305/2011 Европейского Парламента и Совета от 9 марта 2011 года, о сближении законов, подзаконных актов и административных положений и определяет основные требования к строительным изделиям, зданиям и сооружениям по обеспечению безопасности жизни и здоровья человека, безопасности эксплуатации, механического сопротивления и стойкости, пожарной безопасности, экономии энергии, защиты окружающей среды, а также процедуры оценки соответствия изделий установленным требованиям и порядок их применения.

Требования безопасности и одновременно стремление к удешевлению строительства зданий и сооружений порождает проблему, которая выдвигается на первый план в связи с высокими темпами роста строительства. В современных городах, где резко увеличивается техногенная нагрузка на строительные объекты, достоверная информация о величине уязвимости сооружений и уровне сейсмической опасности является необходимым условием устойчивого развития.

Вопросы обеспечения безопасности строительных проектов являются в настоящее время одними из наиболее актуальных и важнейших задач государственной политики в области национальной безопасности.



## СЕЙСМИЧЕСКАЯ ОПАСНОСТЬ ТЕРРИТОРИИ УКРАИНЫ

Сейсмическая опасность территории Украины определяется особенностью ее географического положения. Юго-восточные области страны расположены вблизи мощного сейсмоактивного пояса планеты, который образовался в результате столкновения Африканской, Индийской и Евразийской материковых плит. До 70-х годов 20 века считалось, что на большей части территории Украины, расположенной на древней Восточноевропейской тектонической платформе, не могут происходить значительные по величине сейсмические события. Теперь известно, что катастрофические землетрясения происходили на всех древ-

них тектонических платформах мира, хотя и намного реже, чем в сейсмоактивных поясах. Сильные внутриплитовые землетрясения могут привести к большим социальным и экономическим потерям.

Современная методология и методы оценки сейсмической опасности позволяют более корректно оценить прогнозируемое сейсмическое воздействие для различных периодов повторяемости событий с заданной степенью относительного сейсмического риска (рис. 1).

Результаты исследований украинских сейсмологов убедительно свидетельствуют о том, что сейсмическая опасность в Одесском регионе была существенно занижена на действующей до 2007 года карте общего сейсмического районирования СР-78. Вероятность возникновения землетрясений с интенсивностью 7 баллов достаточно высока (табл. 1).

В табл. 2 приведен список разрушительных землетрясений, состоявшихся в сейсмоактивной зоне Вранча и интенсивность их проявлений в крупных городах Молдовы, Украины и России [3].



**Рис. 1.** Карта общего сейсмического районирования – 2004-С Украины. [2]. Вероятность 1% превышения сейсмической интенсивности в баллах шкалы Украины в течение 50 лет

Таблица 1. Сейсмические события с магнитудой свыше 4 за 2008 – 2017 годы

Год	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Магнитуда	4.0-5.0	4.0-5.3	4.5	4.0-4.8	4.0-4.6	4.0-5.3	4.0-4.7	4-4.5	4-5.8	4-4.8
Количество	8	8	2	8	14	15	18	19	6	9

Таблица 2. Разрушительные землетрясения Румынских Карпат (зоны Вранча)

Дата землетрясения	Магнитуда	Интенсивность в эпицентре, баллы	Интенсивность землетрясения в городах, баллы					
			Кишинев	Львов	Черновцы	Одесса	Киев	Москва
26.10.1802	7,50	9-10	7	4	7	7	5	3
26.11.1829	6,50	8	7		6	6	4-5	-
23.01.1838	7,00	9	7	4-5	6	6	4-5	-
06.10.1908	6,75	8	6	5	6	6	5	-
10.11.1940	7,30	9	7-8	5	6	7	5	4
04.03.1977	7,20	9	6-7	4	5-6	5-6	4-5	3
30.08.1986	7,00	8-9	6	4	5	5	4	-
30.05.1990	6,70	8-9	6	4	5	5	4	3

## СНИЖЕНИЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО РИСКА

Уровень потерь (риск) при возможном землетрясении есть результат комбинации уязвимости сооружения и сейсмической опасности. Очевидно, что мы не в состоянии предотвратить опасность, но в состоянии уменьшить уязвимость (сократить риск).

В настоящее время в Украине ведется интенсивное освоение территорий под застройку не только жилых зданий, но и уникальных, ответственных сооружений, разрушение которых от сейсмических воздействий может привести к существенным экономическим потерям и экологической катастрофе.

В сейсмических районах, где определяющей для сооружений является сейсмическая нагрузка, оценка их уязвимости является важным этапом для принятия решения о дальнейшем использовании, реконструкции или усилении этих сооружений.

В настоящее время рекомендации по определению нагрузок от сейсмических воздействий регламентируются





требованиями ДБН В.1.1-12: 2014 «Строительство в сейсмических районах Украины» [2].

В национальном стандарте Украины ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 [4] изложена методика определения класса последствий (ответственности) объектов строительства и регламентируется выбор карт ОСР-2004 для оценки сейсмической опасности их площадок.

Уточнение сейсмичности площадок строительства, нормативная балльность которых определяется по картам ОСР-2004-В и ОСР-2004-С, а также площадок, расположенных вблизи границ зон изменения балльности, выполняется обязательно на основе специальных исследований – сейсмического микрорайонирования.

Работами украинских и зарубежных ученых выполнен сравнительный анализ влияния сейсмических воздействий на напряженно деформированное состояние ответственных объектов [3, 5].

Землетрясение в городах Ниигата (Япония), Мехико (Мексика), а также Румынское и другие показали (рис. 2), что максимум динамического коэффициента может сдвигаться в сторону низких частот из-за резонансных явлений в грунте, что подвергает опасности здания повышенной этажности и гибкие сооружения.

На рис. 3 приведены графики изменения дополнительных сейсмических сил по высоте здания реакторного отделения (блок «В») Чернобыльской АЭС, приходящихся на торцовый элемент. Как видно из рис. 3, при крутильных колебаниях для варианта 1 сейсмические силы незначительны. Увеличение преобладающего периода колебаний грунта при крутильных колебаниях дает незначительное увеличение сейсмических сил. Существенно увеличиваются сейсмические силы при учете неравномерности поля колебаний грунта. Наибольший эффект усиления колебаний и сейсмических сил получен при совместном учете длиннопериодных колебаний грунта и конечной скорости распространения сейсмических волн.

На рис. 4а представлены графики изменения поперечных сил для всех поперечных стен с учетом неравномерности поля колебаний грунта для средних грунтовых условий. Картина распределения усилий по длине здания - иная. Усилия резко возросли на торцовые элементы (3489, 3306 кН), а на 4 и 5 стены

- уменьшились (2041, 1600 кН).

Для 28 строительных площадок в городе Одесса, получены синтезированные акселерограммы, с учетом локальных грунтовых условий. Выполнен срав-

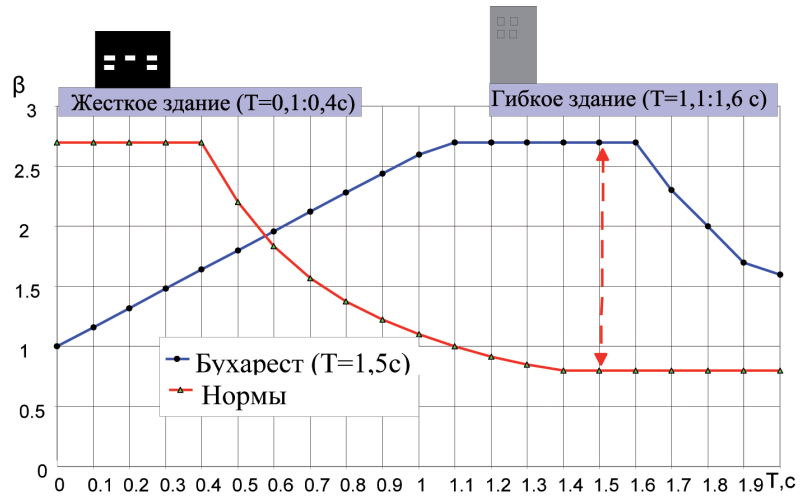


Рис. 2. Динамический коэффициент для колебаний грунта в Бухаресте (1977 год) при землетрясении из зоны Вранча

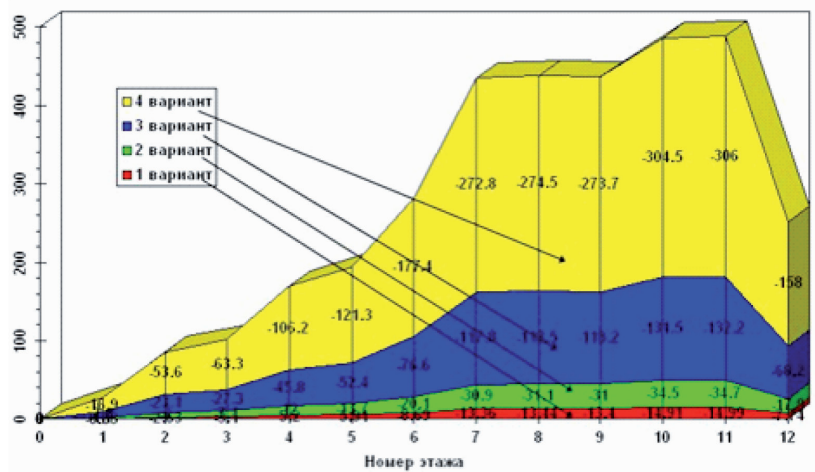


Рис. 3. Графики изменения сейсмических сил по высоте здания, приходящиеся на торцовый элемент (блок «В») ЧАЭС

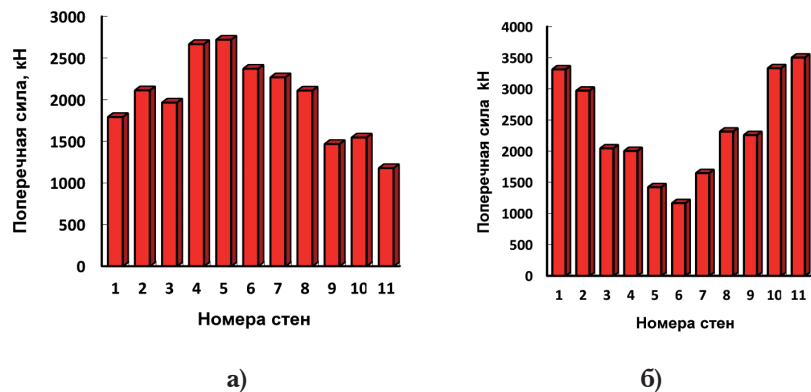


Рис. 4. Распределение поперечных сил по длине сооружения без учета (а) и с учетом (б) неравномерности поля колебаний грунта



нительный анализ величин сейсмической нагрузки, внутренних усилий и перемещений, определенных с применением спектрального метода и расчета на реальные акселерограммы, в предположении упругой работы конструкций для 14-ти этажного каркасно-каменного здания. Категория грунта по сейсмическим свойствам принята – III, расчетное сейсмическое воздействие – 7 баллов с 5% уровнем обеспеченности собственных затуханий и с логарифмическим декрементом колебаний – 0,3. Результаты приведены на рис. 5 [6].

Первое значение на графике, представленном на рис. 5, соответствует значениям, которые были определены спектральным методом. Далее следуют значения, определенные с применением акселерограмм с номерами, которые соответствуют порядковым номерам площадок. Как видно из графиков, результаты имеют различные величины. Из графиков очевидно, что значения параметров при расчете спектральным методом зачастую меньше, чем при расчете с применением акселерограмм.

Существует необходимость повышения надежности систем жизнеобеспечения населения страны и снижения рисков возникновения чрезвычайных ситуаций при сейсмических воздействиях. Для этого нужно уточнять расчетные параметры сейсмической опасности с учетом параметров сейсмического режима, региональных законов затухания сейсмических колебаний, влияния местных грунтовых и морфологических условий. Эти данные определяются по материалам инструментальных сейсмологических наблюдений. С целью их получения, совместными усилиями: Института геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, ГП «Научно-исследовательского института строительных конструкций», Одесского национального морского университета и Украинской ассоциации сейсмостойкого строительства была создана первая в г. Одессе сейсмологическая станция.

Имеется ряд факторов, усложняющих проектирование и строительство зданий повышенной этажности. К таким факторам относятся: близко расположенные разломы, сейсмическая опасность, неблагоприятные геологические условия (в т. ч. грунты III – IV категории по сейсмическим свойствам), подземные выработки (катакомбы), оползневые склоны, наличие высокого уровня грунтовых вод (подтопление территории).

Грунты III – IV категории по сейсмическим свойствам имеют существенные нелинейные свойства, которые будут проявляться по-разному, в зависимости от интенсивности и частотного состава сейсмического воздействия. Нелиней-

ное поведение грунта приводит к изменению, иногда очень существенному, форм и спектров сейсмических волн в слоях грунта. Резонансные частоты грунтов оказываются зависящими от интенсивности воздействия и, при достаточно интенсивных землетрясениях, могут отличаться от значений, определяемых по записям сейсмического шума или слабых событий. При интенсивных сейсмических воздействиях изменяются геологические свойства грунтов, что может быть связано, например, с перемещением грунтовых вод, разрывом структурных связей между частицами грунта и другими явлениями. На рис. 6. представлены амплитудно-частотные характеристики сейсмогеологических моделей грунтовых сред, построенных для ряда строительных площадок в г. Одессе с использованием программного продукта ProShake. В расчетах учитывались нелинейные свойства грунтов на исследуемых площадках.

Из рис. 6 видно, что грунтовые условия большинства строительных площадок Одессы характеризуются широким частотным диапазоном возможного резонансного усиления. Следовательно, при сейсмостойком проектировании зданий и сооружений в Одессе необходимо проводить детальные исследования резонансных свойств грунтов, независимо от их этажности и сложности конструкции, так как собственные частоты колебаний, как одноэтажных, так и высотных зданий, как правило, лежат в частотном диапазоне, в котором наблюдаются максимумы усиления колебаний грунтами площадок [7].



Рис. 5. Значения перемещений конструкций при расчете зданий на воздействия заданной акселерограммой землетрясения

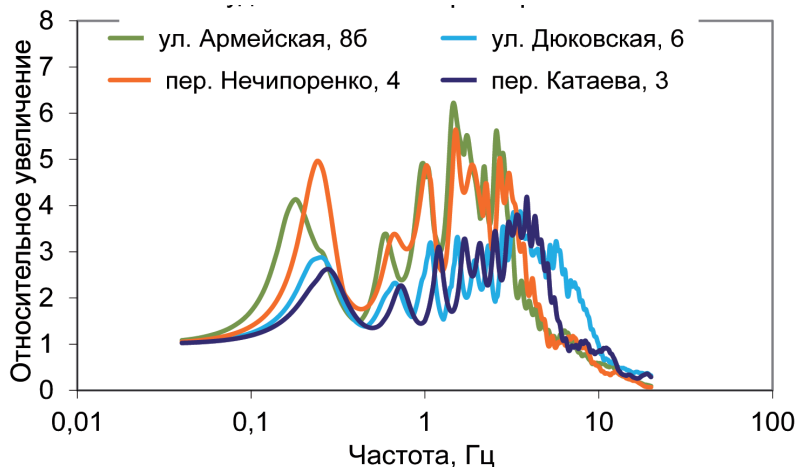


Рис. 6. Амплитудно-частотные характеристики грунтов площадок в г. Одесса



С введением в действие ДБН В.1.1-12:2014 [2] изменились требования к проектированию и строительству зданий повышенной этажности, по сравнению с требованиями ДБН В.1.1-12:2006 [8]:

- обязательным стало требование о поступательности первых двух форм собственных колебаний здания;
- разграничено применение карт ОСР для строений различных классов последствий. Решение о выборе карты при проектировании конкретного объекта и отнесения объекта к классу последствий (ответственности) принимается генеральным проектировщиком в соответствии с ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 [4] и согласовывается с заказчиком. При проектировании объектов класса последствий СС1, для определения расчетной сейсмической интенсивности, необходимо использовать карту ОСР-2004-А. При проектировании объектов класса последствий СС2 - карту ОСР-2004-А. При проектировании жилых и общественных домов высотой свыше 73,5 м и объектов, которые отнесены к потенциально опасным, но не идентифицированным как объект повышенной опасности, рекомендуется использовать карту ОСР-2004-В. При проектировании объектов класса последствий СС3, для определения расчетной сейсмической интенсивности, нужно использовать карту ОСР-2004-С;
- введены понятия (п. 6.1.1) слабое землетрясение, проектное землетрясение, максимальное расчетное землетрясение и разграничены сейсмические нагрузки, используемые для проектирования сооружений разных классов последствий;
- добавлен новый расчет сооружений на сейсмические воздействия – «Нелинейный статический расчет»;
- понижен коэффициент этажности, используемый при расчете сейсмической нагрузки;
- добавлены графики коэффициентов динамичности для зданий с разной величиной коэффициентов податливости, использование которых позволяет снизить величину сейсмической нагрузки;
- впервые введен раздел «Проектирование систем сейсмоизоляции строений»;
- впервые введен раздел «Склоны», где приведены основные требования к расчету склонов.

В указанных нормах отмечены как необходимые для проектирования зданий и сооружений на сейсмоопасных территориях следующие геофизические данные:

- информация о величине, длительности, спектральном составе и преобладающих периодах колебания грунтов для исключения возможных резонансных эффектов;
- скорость прохождения сейсмической волны под площадкой проектируемого строительства;
- расчетные акселерограммы, учитывающие влияние потенциально опасных очаговых зон и грунтовых условий площадки проектируемого строительства.

Для определения количественных характеристик сейсмической опасности строительной (эксплуатационной) площадки необходимо выполнить такие работы:

- сейсмическое микрорайонирование площадки методом инженерно-геологических аналогий;
- формирование моделей строения геологической среды на выделенных участках (таксонах) по результатам проведения инженерно-геологических исследований «строительства» [9]. Построение карты сейсмического микрорайонирования по методу инженерно-геологических аналогий;
- выбор эталонного пункта в районе расположения объекта. Определение для него таких параметров геологической среды, как - распределение литологического состава грунтов с глубиной и их физико-механических свойств: скорости продольных и поперечных волн, плотности, характеристик затухания сейсмических колебаний с расстоянием;
- уточнение параметров проектного и максимального расчетного землетрясений из местных потенциально сейсмоактивных зон и сейсмоактивной зоны Вранча на эталонном пункте в районе исследуемой площадки;
- сейсмическое микрорайонирование площадки методом сейсмических жесткостей. Построение карты сейсмического микрорайонирования площадки по результатам изучения площадки методами геологических аналогий и сейсмических жесткостей;
- организация и проведение полевых инструментальных сейсмологических наблюдений с целью регистрации высокочастотных микросейсм (землетрясений и взрывов), как наиболее надежной основы для расчета прироста сейсмической балльности, обусловленной конкретными грунтовыми условиями площадок расположения объекта, построения расчетных акселерограмм и спектров реакции;
- определение приростов сейсмической балльности для каждой из выделенных на исследуемой площадке таксонометрических единиц (таксонов) и построение карты сейсмического микрорайонирования площадки по результатам трех методов: инженерно-геологических аналогий, сейсмических жесткостей и метода регистрации землетрясений, взрывов и короткопериодных микросейсм;
- определение для каждого из таксонов распределения литологического состава грунтов с глубиной залегания и физико-механическими свойствами: скоростью продольных и поперечных волн, плотностью, характеристиками затухания сейсмических колебаний с расстоянием;
- построение для каждого из выделенных таксонов расчетных моделей грунтовых комплексов, с учетом результатов сейсмического микрорайонирования площади методом сейсмических



жесткостей и материалов инженерно-геологических изысканий, проведенных согласно требований ДБН А.2.1-1-2014 [9];

- расчет теоретических частотных характеристик моделей грунтов для таксонометрических единиц, выделенных на площадке по комплексу результатов трех методов СМР;
- получение эмпирических частотных характеристик грунтовых комплексов под разными участками (таксонами) исследуемой площадки по материалам регистрации землетрясений, взрывов и коротко-периодных микросейсм;
- построение ансамбля расчетных акселерограмм и спектров реакции для ПЗ и МРЗ из зоны Вранча и локальных потенциально сейсмоактивных зон, с учетом эмпирических и теоретических частотных характеристик грунтовых комплексов под выделенными на площадке таксонами.

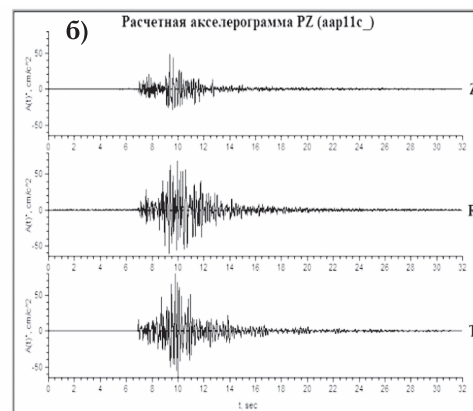
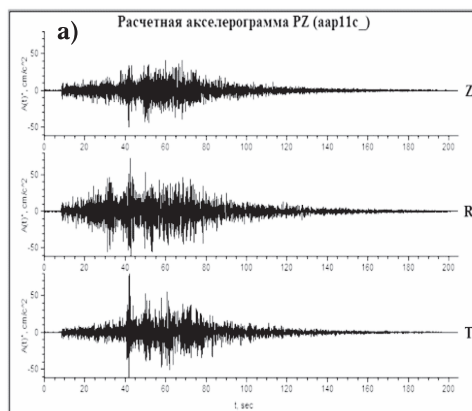
Работы по сейсмическому микрорайонированию призваны не только определить значение приращенной сейсмической опасности (балльности) на строительной площадке за счет влияния её грунтовых условий. Полученные данные открывают возможность существенного удешевления сейсмостойкого строительства за счет оптимального выбора конструктивных решений, позволяющих избежать совпадения преобладающих частот, соответствующих пиковым ускорениям в сейсмических волнах, резонансных частот подстилающей грунтовой толщи и собственных частот проектируемого здания (сооружения).

На рис. 7 приведен пример двух реализаций трехкомпонентных расчетных акселерограмм, построенных для строительной площадки в г. Одесса.

При генерировании расчетных акселерограмм используются разные комбинации теоретических огибающих спектров расчётных акселерограмм, нормированных частотных характеристик среды и фазовых спектров, полученных по различным записям реальных подкорковых землетрясений из зоны Вранча и землетрясений из близких сейсмоактивных зон, модифицированных с учётом условий площадки.

## ВЫВОДЫ

1. Законом Украины от 17 января 2017 года № 1817-VIII «О внесении изменений в некоторые законодательные акты Украины относительно усовершенствования градострои-



**Рис. 7.** График трехкомпонентной расчётной акселерограммы, моделирующей для строительной площадки по адресу: г. Одесса, Люстдорфская дорога, 55 семибалльное расчётное землетрясение из: а) зоны Вранча, б) локальной очаговой зоны

тельной деятельности» определено понятие и отдельные критерии отнесения объектов к классам последствий (ответственности) СС1, СС2 и СС3.

2. При проектировании ответственных сооружений класса СС2 и СС3 в сложных инженерно-геологических условиях необходимо учитывать требования ДБН В.1.1:12-2014 [2], соблюдение которых позволит обеспечить эффективную работу, надежность и долговечность строительных конструкций.
3. Сейсмостойкость зданий в значительной мере зависит от их конфигурации, расположения и типа конструктивных элементов, учета пространственной работы сооружений и конечной скорости прохождения сейсмических волн под ними в условиях реального сейсмического воздействия.
4. Теоретическое моделирование сейсмических воздействий и численные эксперименты позволили установить, что неравномерности поля колебаний грунта, фильтрация сейсмических волн геологической средой и возникновение резонансных колебаний в сооружениях при сильных подкорковых землетрясениях зоны Вранча может привести к увеличению сейсмических нагрузок в несколько раз.
5. Уточнение сейсмичности площадок строительства, нормативная балльность которых определяется по картам ОСР-2004-В и ОСР-2004-С, а также площадок, расположенных вблизи границ зон изменения балльности, должно выполняться на основе сейсмического микрорайонирования.
6. Построенные с учетом результатов сейсмического микрорайонирования расчетные акселерограммы и спектры реакции открывают возможность существенного удешевления сейсмостойкого строительства за счет оптимального выбо-





ра конструктивных решений, позволяющих избежать совпадения преобладающих частот, соответствующих пиковым ускорениям в сейсмических волнах, резонансных частот подстилающей грунтовой толщи и собственных частот проектируемого здания (сооружения), с сохранением необходимой надежности особо ответственных сооружений.

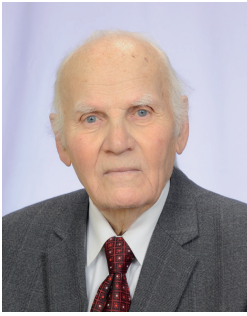
## БИБЛІОГРАФІЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Єврокод. Основи проектування конструкцій: Зміна № 2 ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 (EN 1990:2002, IDT). - [Чинний від 2014-07-01]. - Київ: ДП "Укрархбудінформ", 2013. - VIII, 49 с. - (Національний стандарт України).
2. Будівництво в сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12: 2014. - [Чинний від 2014-10-01]. - Київ: ДП "Укрархбудінформ", 2014. - VI, 110 с. - (Буд. норми України).
3. Немчинов Ю.І. Сейсмостійкість будівель і споруд / Немчинов Ю.І. // в 2-х ч. - Київ: ФОП Гудименко С.В. - 2008. - 480 с.
4. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва: ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. - [Чинний від 2013-09-01]. - Київ: ДП "Укрархбудінформ", 2013. - III, 26 с. - (Національний стандарт України).
5. Комплексна модель «споруда – свайний фундамент» для оцінки сейсмостійкості багатоповерхових будівель / [Дорофеев В.С., Сорока Н.Н., Єгупов К.В., Єгупов В.К.] // Буд. конструкції: міжвідомч. наук.-техн. зб. - Київ: ДП НДІБК, 2016. - Вип. 83. - Кн. 2. - С. 44-53.
6. Єгупов К.В. Інструментальні записи для оцінки сейсмічної небезпеки Одеського регіону / Єгупов К.В., Бондаренко А.С., Єгупов В.К. / Вісн. ОДАБА. - Одеса, 2013. - Вип. 49. - С. 143-149.
7. Використання сейсмологічної інформації для науково-технічного супроводу проектування / [Єгупов К.В., Кендзера А.В., Вербицький С.Т. та ін.] // Сейсмологічні та геофізичні дослідження в сейсмоактивних регіонах: матер. наукової конф.-семінару, присвяченої пам'яті Т.З. Вербицького та Ю.Т. Вербицького, 1-2 червня 2017 р., с. м. т. Верхнє Синьовидне. - С. 58-61.
8. Будівництво в сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12: 2006. - [Чинний від 2007-01-02]. - Київ: ДП "Укрархбудінформ", 2007. - 84с. - (Буд. норми України).
9. Інженерні вишукування для будівництва: ДБН А.2.1-1-2008. - [Чинний від 01.07.2008]. - Київ: ДП "Укрархбудінформ", 2008. - II, 76 с. (Буд. норми України).

## REFERENCES

1. Eurocode. Fundamentals of structural design. Change № 2. (2013). DSTU-N B (EN 1990:2002, IDT). National Standard of Ukraine, effective from 01<sup>st</sup> July 2014. - Kyiv: SE "Ukrarhbudinform". - 49 p. [in Ukrainian].
2. Construction in seismic regions of Ukraine. (2014). DBN B.1.1-12:2014. State Construction Norms of Ukraine effective from 01<sup>st</sup> October 2014. - Kyiv: SE "Ukrarhbudinform". - 110 p. [in Ukrainian].
3. Nemchynov Ju. Seismic buildings and structures. In two parts. - Kyiv: IE Gudimenko S.V. - 2008. - 480 p.
4. Definition of consequences (responsibility) class and complication category of building sites. (2014). DSTU-N B V.1.2-16:2013. National Standard of Ukraine effective from 01<sup>st</sup> July 2014. - Kyiv: SE "Ukrarhbudinform". - 26 p. [in Ukrainian].
5. Dorofeev V., Soroka N., Yegupov K. & Yegupov V. Integrated model "construction - pile foundation" for assessing seismic resistance of multi-storey buildings. Construction designs. - Kyiv: NDIBK, 2016. - Vol. 83. - P. 44-53.
6. Yegupov K., Bondarenko A. & Yegupov V. Instrumental records for assessing seismic hazard in the Odessa region. - Odessa: Her. of ODABA, 2013. - Vol. 49. - P. 143-149.
7. Yegupov K., Kendzera A., Verbitsky S., Semenova Yu., Lisovyi Yu. & Yegupov V. Use of seismological information for a scientific and technical design companion // Seismological and geophysical studies in seismically active regions. The materials of the scientific conf.- seminar devoted to the memory of Z.T. Verybitsky and Y.T. Verbitsky, June 1-2, 2017, Synovidne. - P. 58-61.
8. Construction in seismic regions of Ukraine. (2006). DBN B.1.1-12:2006. State Construction Norms of Ukraine, effective from 02<sup>nd</sup> January 2007. - Kyiv: SE "Ukrarhbudinform". - 84 p. [in Ukrainian].
9. Engineering researches for building. (2008). DBN A.2.1-1-2014. State Construction Norms of Ukraine effective from 01<sup>st</sup> July 2008. - Kyiv: SE "Ukrarhbudinform" [in Ukrainian].

Статья поступила в редакцию 14.08.2017.

**ГНІДЕЦЬ Б.Г.**

Д-р технічних наук, проф., проф. кафедри,  
Національний університет “Львівська політехніка”,  
м. Львів, Україна,  
e-mail: ibid-ad@ukr.net, тел.: +38 (097) 548-72-83

## ЗБІРНІ КАРКАСИ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДИНКІВ З НЕРЕГУЛЯРНОЮ СІТКОЮ КОЛОН І ЗМІННОЮ ВИСОТОЮ ПОВЕРХІВ

**АНОТАЦІЯ**

У будівництві багатоповерхових будинків різного призначення, протягом багатьох десятиліть застосовували переважно збірні типові каркаси з регулярною сіткою колон і постійною висотою поверхів. Такі типові збірні і нетипові каркаси мають ряд недоліків, таких як: різнотипність збірних елементів, складність в монтажі, висока трудомісткість і вартість будівництва.

Для уникнення цих недоліків запроєктовано і розроблено нову систему каркасів із нерегулярною сіткою колон і змінною висотою поверхів. У цій системі каркасів прийнято нову, відмінну від типових та інших відомих, схему поділу рам каркасів на збірні елементи, а саме – поділ на великорозмірні однотипні елементи ригелів і колон. Такі однотипні великорозмірні елементи каркаса з'єднуються між собою у вузлах і стикуються в багатопрогонові не у вузлах, а в зонах нульових моментів у прогонах ригелів або колон. Однотипність збірних елементів ригелів і колон нових каркасів створює умови для виготовлення всіх типорозмірів на одній технологічній лінії на заводах або на місці будівництва.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** каркас, багатоповерхові системи, будинки, збірні елементи, вузли, з'єднання, перекриття.

### **PREFABRICATED CARCASSES FOR HIGH-RISE BUILDINGS WITH IRREGULAR GRIDS OF COLUMN AND VARIABLE HEIGHT OF FLOORS**

**HNIDETS B.G.** Dr., Prof., Prof. of Chair, National University “Lviv Polytechnic”, Lviv, Ukraine,  
e-mail: ibid-ad@ukr.net, tel.: + 38 (097) 548-72-83

**ABSTRACT**

Typical prefabricated carcasses with a regular grid of columns and a constant height of floors were used mostly in the construction of multi-storey buildings for different purposes, for many previous decades. Such typical prefabricated and non-typical carcasses have several drawbacks: diversity of the prefabricated elements,

complexity of installation, high work content and cost of construction.

A new system of carcasses with irregular grid of columns and variable height of floors is proposed to avoid these drawbacks. In this carcass system a new (distinct of other known and typical examples) scheme of carcass frames dividing on prefabricated elements was accepted, namely: the dividing on large-size identical elements of the beams and columns. These the identical large-size carcass elements are interconnected in nodes and joined into multi-span system not in the knots, but in the points of zero moments in the span of beams or columns. The identity of prefabricated elements of beams and columns for new carcasses creates conditions for manufacturing all types and sizes on the same production line at the factory or at the construction site.

**KEY WORDS:** carcass, multi-storey system, buildings, prefabricated elements, nodes, joins, floors.

**ВСТУП**

У сучасному будівництві багатоповерхових житлових, громадських і промислових будинків та будівель іншого призначення широко застосовують різні каркасні системи з залізобетону, а також із металу і дерева.

При цьому, з використанням залізобетону для житлового багатоповерхового будівництва застосовують переважно монолітні конструкції, а збірні і збірно-монолітні відносно в меншій кількості. Як відомо із досвіду будівництва минулого століття [1], в Україні для промислових і громадських будинків широко застосовували переважно типові конструкції каркасів серій ИИ-20 та ИИ-04, а в житлових будинках типові збірні каркаси використовувались рідко.

### **АНАЛІЗ ВІДОМИХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ**

Конструкції збірних типових і нетипових монолітних каркасів багатоповерхових будинків різного призначення широко описані в технічній літературі [1-5]. Переважна більшість систем і конструкцій відомих каркасів із використанням різних матеріалів ма-





ють ряд недоліків, таких як: різноманітність збірних елементів, складність монтажу і з'єднання у вузлах, сезонність виконання будівельних робіт, різноманітність технології виготовлення елементів і обмеженість щодо застосування їх для багатоповерхового житлового будівництва. Крім цього жодна із систем збірних каркасів багатоповерхових будинків не відповідає вимогам збірно-розбірності, які можуть виникати після певного періоду експлуатації будинків і необхідності їх демонтажу з різних причин.

### МЕТА ДОСЛІДЖЕННЯ

Розроблення нової конструкції каркаса полягає у вирішенні проблеми застосування збірних залізобетонних каркасів у багатоповерховому житловому та іншому будівництві, значного зменшення його вартості, трудомісткості, часу будівництва і введення в експлуатацію порівняно з монолітними конструкціями каркасів. Запропонований збірний каркас нової конструкції порівняно з відомими має цілий ряд переваг і може бути ефективно застосований для багатоповерхового житлового та іншого будівництва з використанням сучасних нових ефективних матеріалів і технологій.

### ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Для застосування збірних каркасів у багатоповерховому житловому та іншому будівництві замість монолітних і збірних залізобетонних та відомих металевих конструкцій пропонується нова система каркасів з нерегулярною сіткою колон і використанням великорозмірних збірних елементів.

У новій системі каркасів з метою забезпечення можливості зміни сітки колон і застосування великорозмірних збірних елементів прийнята нова, відмінна від типових та інших відомих, схема поділу рам каркасів на збірні елементи.

Збірний каркас запропонованої системи з нерегулярною сіткою колон і змінною висотою поверхів для багатоповерхового житлового, громадського, промислового та інших видів будівництва виконують з однотипних великорозмірних збірних елементів колон і ригелів із застосуванням різних матеріалів: залізобетону, металу і дерева.

Збірні елементи каркаса, виготовлені з одного з цих матеріалів, або ж в різних можливих комбінаціях, з'єднуються між собою в однотипних вузлах рам, а по довжині – в зонах нульових моментів у прогонах.

На рис. 1 показана схема каркаса багатоповерхового будинку в поперечно-

му розрізі для нерегулярної сітки колон і змінної висоти поверхів і для прикладу показано чотири можливі комбінації величин прогонів у межах осей від 1 до 11 при ширині будинку 24 м, а саме:

- 7,50+9,00+7,50 (м);
- 6,00+6,00+6,00+6,00 (м);
- 6,00+12,00+6,00 (м);
- 4,50+4,50+7,50+3,00+4,50 (м).

Такі каркаси багатоповерхових будинків виконують з однотипних великорозмірних елементів: двовіткових колон, складених із збірних елементів 1 і

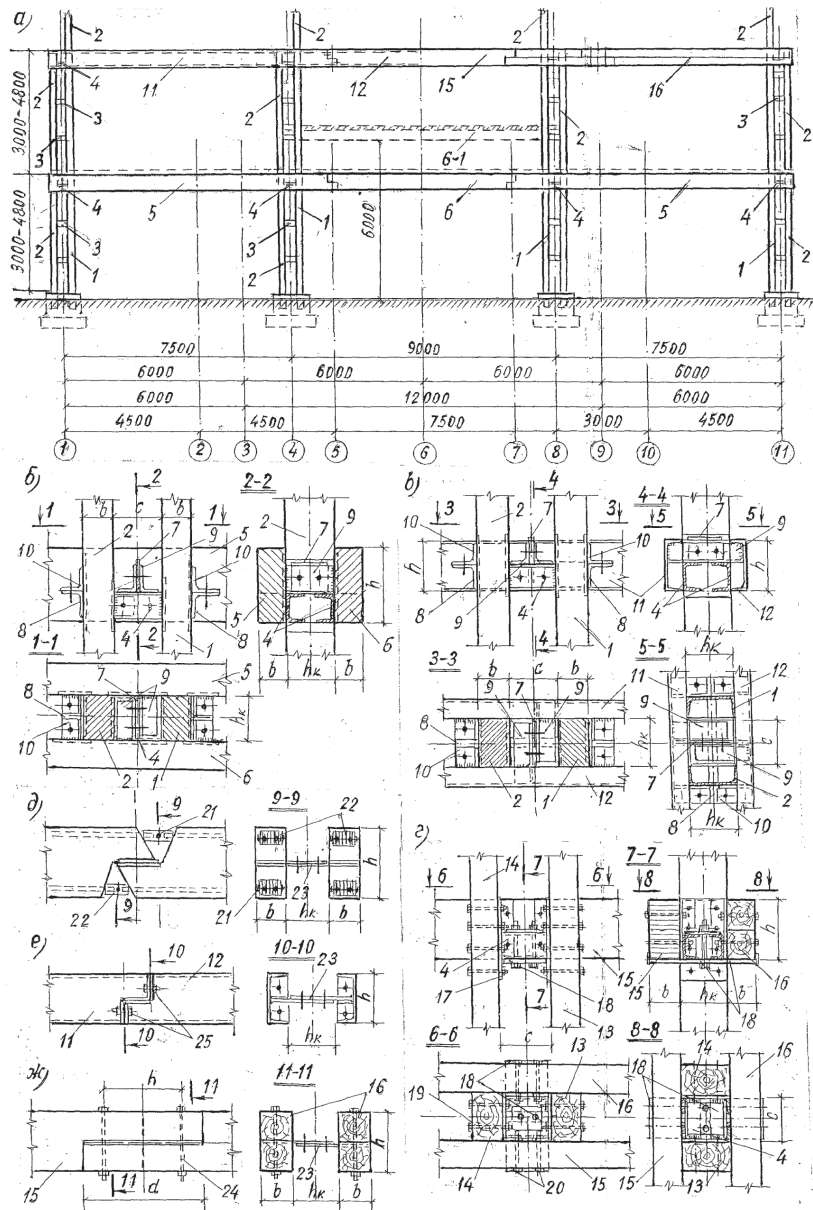


Рис. 1. Збірний каркас багатоповерхових будинків з нерегулярною сіткою колон:

- а – поперечний розріз каркаса; б – вузли з'єднання елементів 1, 2, 5, 6 рам залізобетонного каркаса; в – вузли з'єднання елементів 1, 2, 11, 12 рам металевого каркаса; г – вузли з'єднання елементів 13, 14, 15, 16 рам дерев'яного каркаса; 1, 2 – колони каркаса; 3, 4 – розпірки двовіткових колон; 5, 6 – ригелі рам; 7-10 – монтажні деталі вузлів; 11, 12 – металеві ригелі; 13, 14 – дерев'яні колони; 15, 16 – дерев'яні ригелі; 17-20 – монтажні деталі вузлів дерев'яних рам; 21, 22 – стики випусків арматури; 23-25 – монтажні деталі стиків ригелів



2, об'єднаних розпірками 3 і 4 і двобалкових ригелів, складених із великорозмірних збірних елементів 5 і 6.

Двобалкові ригелі рам у вузлах об'єднують із двовітковими колонами на рівні розпірок 3 або 4, чим досягається зміна висоти поверхів; наприклад, ригель середнього прогону 6-1 для сітки колон  $7,50+9,00+7,50$  (м) може бути піднесений до висоти 6,00 м.

Конструктивне вирішення вузлів рам каркаса, в яких з'єднуються між собою двовіткові колони і двобалкові ригелі показано на рис. 1: колони і ригелі для залізобетонного каркаса, виконані з однотипних великорозмірних збірних елементів прямокутного перерізу; для металевого каркаса, з однотипних великорозмірних прокатних профілів (швелерів); для дерев'яних каркасів, з однотипних великорозмірних елементів колон та ригелів, із клеєних елементів прямокутного перерізу або складених з двох суцільних елементів прямокутного перерізу.

Приклад поєднання збірних елементів каркасу, виконаних із різних матеріалів, показаний на розрізі 3-3 рис. 1в, в якому збірні елементи двовіткових колон 1 і 2 залізобетонні, а ригелі 11 і 12 металеві з прокатних профілів.

Конструктивне вирішення об'єднання елементів у вузлах рам каркасів, виконаних з різних матеріалів, прийняте однаковим, додаткові елементи яких розміщені скрито між двовітковими колонами і двобалковими ригелями.

При цьому до вузлових розпірок 4 зверху (рис. 1б і рис. 1в) приварене ребро 7, а на бокових гранях колон кутники 8, на яких опираються консольні кутники 9 і 10, приварені до закладних деталей ригелів, і з'єднані монтажними болтами з елементами 7 і 8.

Конструктивне вирішення вузлів рам дерев'яних каркасів (рис. 1г) виконують із заміною елементів 7, 8, 9 і 10 на закладну деталь коробчастої конструкції, що включає вузлову розпірку 4 і бокові вертикальні 17 та горизонтальні листи 18 для прикріплення їх на болтах 19 і 20 до елементів двовіткових колон 13 і 14 і двобалкових ригелів 15 і 16.

Принципові схеми вузлів для об'єднання великорозмірних збірних елементів ригелів по довжині, розміщених в прогонах в зонах нульових моментів, показані на рис. 1д – для залізобетонних конструкцій, рис. 1е – для металевих конструкцій, рис. 1ж – для дерев'яних конструкцій.

Монтаж нових запропонованих конструкцій каркасів для багатоповерхових будинків з нерегулярною сіткою колон і змінною висотою поверхів передбачається виконувати у такій послідовності:

- встановлення і закріплення у фундаментах збірних одноповерхових елементів колон 1 і двоповерхових елементів колон 2 з об'єднанням їх

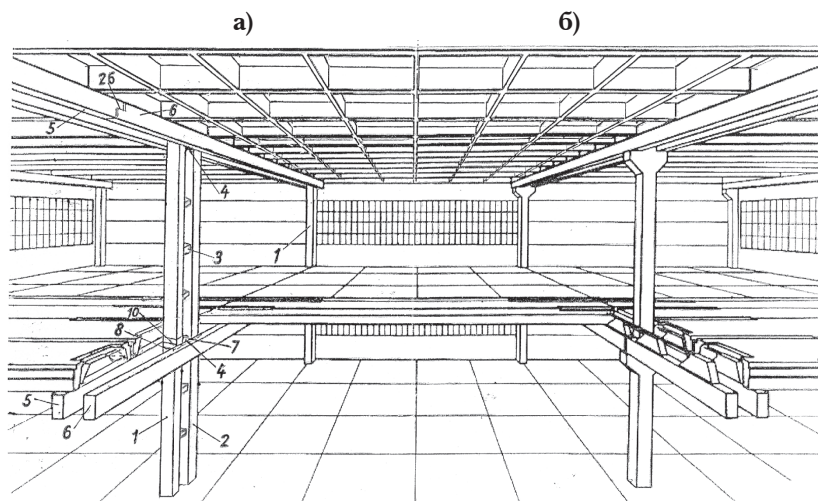
за допомогою проміжних 3 і вузлових розпірок 4 в двовітковій конструкції;

- встановлення збірних великорозмірних елементів 5 і 6 двобалкових ригелів із з'єднанням їх з вузловими (рис. 1б і рис. 1в) розпірками 4 колон до деталей 7 і 8 за допомогою кутників 9 і 10 на монтажних болтах і з проварюванням, а також в стиках по довжині в зонах нульових моментів (рис. 1 д, е, ж);
- спорудження збірних, монолітних або збірно-монолітних перекриттів (рис. 2) з об'єднанням їх між собою і з ригелями для спільної роботи;
- монтаж методом нарощування збірних елементів колон 2 з об'єднанням їх з розпірками 3 і 4 і стиками до раніш встановлених елементів в двовітковій конструкції;
- монтаж збірних великорозмірних елементів двобалкових ригелів (наприклад: залізобетонних 5 і 6, металевих 11 і 12 або дерев'яних 15 і 16) і перекриттів.

Перекриття в запропонованих нових системах каркасів багатоповерхових будинків можуть виконуватись у багатьох конструктивних, технологічних і архітектурних рішеннях із застосуванням монолітного, збірного або збірно-монолітного залізобетону, а також металевих і метало-дерев'яних конструкцій, а саме:

- із збірних плоских суцільних, багат шарових або пустотних плит, а також монолітних конструкцій в житлових будинках із нерегулярною сіткою колон і перекриттями в різних рівнях;
- збірних і збірно-монолітних кесонних або складчастих конструкцій в громадських будинках при збільшеній сітці колон (рис. 2а);
- із збірних ребристих або пустотних плит перекриттів в промислових будинках (рис. 2б).

Однією з основних переваг запропонованих нових конструктивно-технологічних рішень каркасів багато-



**Рис. 2.** Каркаси багатоповерхових будинків для сітки колон від  $9 \times 12$  до  $18 \times 24$ , з великорозмірними збірними елементами двовіткових колон 1 і 2 і ригелів 5 і 6 (а); з типовими колонами і збірно-монолітними ригелями (б)



поверхових будинків є те, що вони відповідають вимогам збірно-розбірності, які можуть виникати при проектуванні і необхідності їх демонтажу з різних причин. Такі каркаси можуть бути запроєктовані як збірно-розбірні, в яких вузли виконують не зварними, а на болтах, не змінюючи принципово конструктивних рішень.

Ще одна особливість запропонованих нових рішень каркасів багатоповерхових будинків полягає в тому, що всі великорозмірні однотипні елементи колон і ригелів передбачено виготовляти не тільки на заводах і виробничих базах на одній технологічній лінії, а також на місці будівництва самими забудовниками в одній збірно-розбірній формі стендовим способом.

Це ж стосується також каркасів із застосуванням металу, дерева, або їх можливих комбінацій.

При цьому всі типи конструкцій рам і перекриття для різних сіток колон придатні для зведення їх із застосуванням усіх відомих методів монтажу, в тому числі і методом підйому перекриттів.

## ВИСНОВКИ

Запропоновано і розроблено систему каркасів багатоповерхових будинків із нерегулярною сіткою колон і змінною висотою поверхів, що дозволяє позбутися основних недоліків типових і відомих нетипових систем каркасів і при її запровадженні в будівництво досягти високих техніко-економічних показників за рахунок:

- можливості застосування каркасів для нерегулярної сітки колон і змінної висоти поверхів;
- можливості застосування великорозмірних однотипних збірних елементів, які можуть виготовлятися не тільки на заводах, а також на місці будівництва;
- однотипності збірних елементів і стиків ригелів і колон каркасів, виконаних із залізобетону (прямокутного перерізу), різних прокатних профілів з металу і дерев'яних прямокутних суцільних або клеєних елементів;
- легкості монтажу і з'єднання збірних великорозмірних елементів ригелів і колон в однотипних вузлах рам, в яких не стикуються збірні елементи по довжині;
- можливості застосування таких систем каркасів для багатоповерхового житлового, громадського, промислового та інших видів будівництва;
- придатності конструктивного вирішення каркасів для можливої заміни окремих елементів і поєднанням їх із залізобетонними, металевими, а також дерев'яними елементами;
- можливості виконання каркасів у збірно-розбірному варіанті для повторного використання, а також у збірно-монолітному варіанті при великих навантаженнях і нерегулярних сітках колон;
- заміни форми поперечного перерізу ригелів ти-

пових конструкцій на двобалковій, що створює умови для вільного пропуску по висоті поверхів і по довжині між збірними елементами ригелів різних комунікацій, а також для перетворення ригелів в збірно-монолітну конструкцію П-видного профілю для кращого сприйняття крутих моментів при великих прогонах.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В. та ін. Залізобетонні конструкції. - Київ: Вища школа, 1999. - 508 с.
2. Гнідець Б.Г. Нові конструктивно-технологічні системи в проектуванні, виготовленні і монтажі залізобетонних конструкцій // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: матеріали І-ї Української наукової конф. - Київ, 1996. - С. 278-282.
3. Hnidets B. Structural and Technological Systems for Automatization and Robotization of Production and Mounting RC Elements of Buildings and Structures // Challenges to civil and mechanical engineering in 2000 and beyond June 2-5. 1997, Wroclaw. - P. 495-503.
4. Гнідець Б.Г. Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль. Монографія. - Львів: НУ «Львівська політехніка», 2008. - 548 с.
5. Гнідець Б.Г. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції. Навчальний посібник. - Львів: НУ «Львівська політехніка», 2014. - 260 с.

## REFERENCES

1. Vakhnenko P.F., Pavlikov A.M., Goryk A.V., etc. Reinforced concrete structures. - Kyiv: High School, 1999. - 508 p. [in Ukrainian].
2. Hnidets B.G. New structural and technological systems in the design, manufacture and installation of reinforced concrete structures. Proc. of the 1<sup>st</sup> Ukrainian conf. "Scientific and technical problems of modern concrete". - Kyiv, 1996. - P. 278-282 [in Ukrainian].
3. Hnidets B. Structural and Technological Systems for Automatization and Robotization of Production and Mounting RC Elements of Buildings and Structures. Challenges to civil and mechanical engineering in 2000 and beyond June 2-5. 1997, Wroclaw. - P. 495-503 [in English].
4. Hnidets B.G. Concrete structure with a strained joints and control efforts. The book. - Lviv. Publ. NU "Lviv Polytechnic", 2008. - 548 p. [in Ukrainian].
5. Hnidets B.G. Prefabricated monolithic concrete structures. The manual. - Lviv. Publ. NU "Lviv Polytechnic", 2014. - 260 p. [in Ukrainian].

Стаття надійшла до редакції 28.08.2017.





УДК 624.012.35:624.072.221



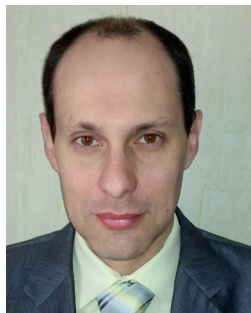
**БАБИЧ Є.М.**

Д-р технічних наук, проф., зав. каф., Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна,  
e-mail: e.m.babich@nuwm.edu.ua,  
тел. +38(050) 142-25-04,  
ORCID: 0000-0003-1746-9991



**ДВОРКІН Л.Й.**

Д-р технічних наук, проф., зав. каф., Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна,  
e-mail: dvorkin.leonid@gmail.com  
тел. +38(068) 353-33-38



**КОЧКАРЬОВ Д.В.**

Канд. технічних наук, доцент, Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна,  
e-mail: kaf-mbg@nuwm.edu.ua,  
тел. +38(066) 257-06-84,  
ORCID: 0000-0002-4525-7315



**ФІЛІПЧУК С.В.**

Канд. технічних наук, доцент, Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна,  
e-mail: s.v.filipchuk@nuwm.edu.ua  
тел. +38(068) 226-00-08,  
ORCID: 0000-0002-4464-4620

## ОЦІНЮВАННЯ МІЦНІСНИХ І ДЕФОРМАЦІЙНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ

### АНОТАЦІЯ

Запропоновано обґрунтовані теоретично та експериментально підтверджені залежності для встановлення міцнісних та деформаційних характеристик високоміцних бетонів при динамічних впливах, що дозволяє визначати характеристики високоміцних бетонів при різних видах напружено-деформованого стану. Доведено можливість встановлення деформаційних характеристик бетонів залежно від міцності на стиск та коефіцієнта динамічного зміцнення, що дозволяє спростити інженерні розрахунки на динамічні навантаження. Отримані залежності підтверджені експериментально.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** міцність, коефіцієнт динамічного зміцнення, граничні деформації бетону, швидкість зміни деформацій, швидкість зміни напружень.

### EVALUATION OF STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF HIGH-STRENGTH CONCRETES UNDER DYNAMIC INFLUENCES

**BABYCH Y.M.** Dr, Prof., Head of Department, National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine, e-mail: e.m.babich@nuwm.edu.ua, tel. +38(050) 142-25-04, ORCID: 0000-0003-1746-9991

**DVORKIN L.Yo.** Dr, Prof., Head of Department, National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine, e-mail: l.i.dvorkin@nuwm.edu.ua, tel. +38 (068) 353-33-38.

**KOCHKAREV D.V.** PhD, Ass. Prof., National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine, e-mail: kaf-mbg@nuwm.edu.ua, tel. +38(066) 257-06-84, ORCID: 0000-0002-4525-7315

**FILIPCHUK S.V.** PhD, Ass. Prof., National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine, e-mail: s.v.filipchuk@nuwm.edu.ua, tel. +38(068) 226-00-08, ORCID: 0000-0002-4464-4620

### ABSTRACT

Theoretical and experimentally confirmed dependencies for the establishment of strength and deformation characteristics of high-strength concrete under dynamic influences are proposed. It is accepted to characterize dynamic strength of concrete as the dynamic strengthening coefficient (DEF), which evaluates the ratio of the static strength of concrete to the dynamic deformation of a certain type. The application and substantiation of generally accepted hypotheses and their extension to include their dynamics and influences, in comparison with the empirical expressions obtained for certain conditions, will considerably extend the range of tasks directly related to them. The obtained dependencies allow them to be determined at different types of stress-strain behavior. The main advantage of the proposed method is that there is no need to determine the empirical factors that depend on many parameters and may have different values, even with one type of concrete. To describe the stress-strain behavior under dynamic



loads and influences, not only the strength characteristics but also deformation ones are essential. It is proved to be possible to determine the deformation characteristics of concrete, depending on compressive strength and dynamic strengthening coefficient, which makes it possible to simplify engineering calculations for dynamic loads. The established expression allows to obtain reliable experimental data of the dynamic strengthening coefficient for different types of deformations, obtaining experimental values only for a certain type of deformation. Expressions to determine the dynamic strengthening coefficient and boundary deformations under dynamic influences are theoretically substantiated and obtained. The proposed expressions reveal wide possibilities for conducting generalization and analysis of experimental data under the dynamic influences. Experimental verification of the obtained expressions has been carried out, which showed sufficient accuracy for engineering calculations. The possibility of obtaining reliable data on simple hammer mechanism in the laboratory is substantiated.

**KEY WORDS:** strength, dynamic strengthening coefficient, concrete boundary deformations, speed of deformation change, speed of stresses change.

**ВСТУП.** Дослідження особливостей роботи бетонних і залізобетонних елементів та конструкцій при динамічних впливах набувають особливої актуальності. Робота бетону в таких умовах має цілу низку особливостей. Зокрема, під дією значних динамічних навантажень змінюються як міцнісні, так і деформаційні характеристики бетонів. З появою високоміцних видів бетонів постала необхідність у додаткових дослідженнях впливу динамічних факторів на їх характеристики, а також набув актуальності пошук загальних підходів по встановленню розрахункових характеристик бетонів різних видів за дії динамічних навантажень та впливів.

**АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ.** Дослідженням роботи бетону за динамічних навантажень присвятили свої роботи чимало вчених. Динамічну міцність бетону прийнято характеризувати коефіцієнтом динамічного зміцнення (DEF), який оцінює відношення динамічної міцності бетону до статичної за певного виду деформування. Ю.М. Баженов та його учні [1] відмічають, що коефіцієнт динамічного зміцнення залежить від часу дії навантаження ( $t$ ). Вони пропонують залежність для визначення коефіцієнта динамічності при стиску, яка справедлива у діапазоні часу дії навантаження  $t=1 \div 2000$  м.с

$$DEF_c = 1,58 - 0,35 \lg \tau + 0,07 (\lg \tau)^2, \quad (1)$$

де  $\tau$  - час навантаження, м.с.

Коефіцієнт динамічності при розтягуванні має аналогічний вираз, але його значення дещо менші

$$DEF = 1,42 - 0,15 \lg \tau + 0,01 (\lg \tau)^2. \quad (2)$$

Коефіцієнт динамічності при зрізі [1] залежно від часу навантаження встановлюється за формулою

$$DEF_r = 1,42 - 0,14 \lg \tau + 0,01 (\lg \tau)^2. \quad (3)$$

Більш сучасні дослідження встановлюють коефіцієнт динамічного зміцнення у залежності від швидкості зміни напружень  $\sigma$  або деформацій  $\varepsilon$ . Так, авторами [2] за результатами статистичної обробки значної кількості експериментальних даних рекомендовані наступні залежності:

- для ударного стиску

$$\begin{cases} DEF_c = 1,212 + 0,0424 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } 1 \times 10^{-5} \leq \dot{\varepsilon} \leq 1 \text{ c}^{-1}; \\ DEF_c = 1,212 + 0,044 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } 1 \leq \dot{\varepsilon} \leq 10^2 \text{ c}^{-1}, \end{cases} \quad (4)$$

- для ударного розтягу

$$\begin{cases} DEF = 1,9 + 0,18 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } 1 \times 10^{-5} \leq \dot{\varepsilon} \leq 1 \text{ c}^{-1}; \\ DEF = 1,9 + 2,582 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } 1 \leq \dot{\varepsilon} \leq 10^2 \text{ c}^{-1}. \end{cases} \quad (5)$$

Аналогічні вирази запропоновані у [4, 5]

$$\begin{cases} DEF_c = 1,38 + 0,08 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } \dot{\varepsilon} > 1,6 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}, \\ DEF_c = 1,14 + 0,03 \lg \dot{\varepsilon} & \text{при } \dot{\varepsilon} < 1,6 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}. \end{cases} \quad (6)$$

Норми ЕКБ ФІБ [3] залежності коефіцієнтів динамічності при стисненні та розтяганні в діапазоні швидкостей  $30 \times 10^{-6} - 300 \text{ c}^{-1}$  описують наступною системою рівнянь

$$DEF_c = \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_{sc}} \right)^{1,026\alpha_s} \quad \text{при } 30 \times 10^{-6} \leq \dot{\varepsilon} \leq 30 \text{ c}^{-1}; \quad (7)$$

$$DEF_c = \gamma_s \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_{sc}} \right)^{1/3} \quad \text{при } 30 \leq \dot{\varepsilon} \leq 300 \text{ c}^{-1},$$

де

$$\alpha_s = \frac{1}{5 + 9f_c / f_{c0}}, \quad (8)$$

$$\gamma_s = 10^{(6,15\alpha_s - 2)}. \quad (9)$$

У виразах (7), (8):  $\dot{\varepsilon}$  - швидкість зростання деформацій,  $\text{c}^{-1}$ ;  $f_c$  - міцність бетону на стиск при статичній дії навантаження, МПа;  $f_{c0} = 10$  МПа;  $\dot{\varepsilon}_{sc} = 30 \times 10^{-6} \text{ c}^{-1}$ .

Аналогічні вирази при розтягу мають наступний вигляд

$$DEF = \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_{st}} \right)^{1,016\delta_s} \quad \text{при } 3 \times 10^{-6} \leq \dot{\varepsilon} \leq 30 \text{ c}^{-1};$$

$$DEF = \beta_s \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_{st}} \right)^{1/3} \quad \text{при } 30 \leq \dot{\varepsilon} \leq 300 \text{ c}^{-1}, \quad (10)$$



де

$$\delta_s = \frac{1}{10 + 6f_{ct} / f_{c0}}, \quad (11)$$

$$\beta_s = 10^{(7,112\delta_s - 2,33)}. \quad (12)$$

У виразах (10), (11):  $f_{ct}$  - міцність бетону на розтяг при статичній дії навантаження, МПа;  $\dot{\varepsilon}_{sc} = 30 \times 10^{-6} c^{-1}$ .

Для опису напружено-деформованого стану при динамічних навантаженнях та впливах, суттєве значення мають не тільки міцнісні, а й деформаційні характеристики.

Деформаційні характеристики приводять у залежності від швидкості зростання деформацій та класу бетону. Дослідження, проведені [4, 5], вказують на можливість описання граничних деформацій неармованого бетону при максимальних значеннях напружень за виразами

$$\begin{cases} \varepsilon_{c1,d} = \left(1,3 - 0,0611 \lg \dot{\varepsilon} + 0,01 f_c\right) \times 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} > 1,6 \times 10^{-5} c^{-1}, \\ \varepsilon_{c1,d} = \left(0,5 - 0,23 \lg \dot{\varepsilon} + 0,01 f_c\right) \times 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} < 1,6 \times 10^{-5} c^{-1}. \end{cases} \quad (13)$$

Для визначення граничних деформацій неармованого бетону запропоновані такі формули

$$\begin{cases} \varepsilon_{cu,d} = \left(0,7 - 6 \left(\frac{f_c}{6,9}\right)^{-0,7} \lg \dot{\varepsilon}\right) 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} > 1,6 \times 10^{-5} c^{-1}, \\ \varepsilon_{cu,d} = \left(0,7 - 1,25 \left(\frac{f_c}{6,9}\right)^{-0,7} \lg \dot{\varepsilon}\right) 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} < 1,6 \times 10^{-5} c^{-1}. \end{cases} \quad (14)$$

Розглянуті вирази встановлення динамічних параметрів бетонів мають доволі великий діапазон значень, який виникає внаслідок багатьох факторів. У першу чергу, це різні методи випробувань та різна точність вимірювального лабораторного обладнання, різні розміри зразків та температурно-вологісні умови, різні заповнювачі та в'язучі, з яких виготовлявся бетон тощо.

**МЕТА ДОСЛІДЖЕННЯ.** Метою досліджень є визначення кореляційних зв'язків між міцністю при стисканні, розтяганні та розколі при дії динамічних впливів, визначення залежності граничних деформацій бетонів різних видів від динамічних впливів.

**РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ.** Детальний розгляд запропонованих питань необхідний в першу чергу для того, щоб показати більш сучасні підходи по

встановленню основних залежностей. Застосування та обґрунтування загально прийнятих гіпотез та поширення їх на динамічні явища та впливи, у порівнянні з емпіричними виразами, отриманими для певних умов, значно розширить діапазон задач безпосередньо пов'язаних із ними.

При статичних навантаженнях загальновідомі формули Коші [6], які дозволяють із достатньою точністю встановлювати значення міцності бетону при різного роду деформуванні, у залежності від міцності на стиск:

- міцність на розтяг при згині  $0,08(10f_c)^{2/3}$ ;
- міцність при розколюванні  $0,055(10f_c)^{2/3}$ ;
- міцність на осьовий розтяг  $0,049(10f_c)^{2/3}$ ;
- міцність при зрізі  $0,093(10f_c)^{2/3}$ ;
- міцність при сколюванні  $0,0162(10f_c)^{2/3}$ .

Узагальнюючи вищенаведені вирази, запропонуємо вираз для визначення міцності бетону на розтяг у вигляді

$$f_t = k(10f_c)^{2/3}, \quad (15)$$

де  $k$  - коефіцієнт, який залежить від виду бетону, вмісту фібри, крупності заповнювача і т.д.

Сформулюємо гіпотезу про справедливість формули Коші, записаної у вигляді (15) при динамічних навантаженнях. Тоді можна записати

$$f_{t,d} = f(f_{c,d}) = k(10f_{c,d})^{2/3}, \quad (16)$$

де  $f_{t,d}$  - міцність бетону на розтяг при дії динамічних навантажень,  $f_{c,d}$  - міцність бетону на стиск при дії динамічних навантажень.

Динамічна міцність бетону при стиску виражається залежністю

$$f_{c,d} = f_c \times DEF_c, \quad (17)$$

де  $f_c$  - міцність бетону на стиск при статичному навантаженні,  $DEF_c$  - коефіцієнт динамічного зміцнення при стисканні.

Підставимо формулу (17) у вираз (16), та виконаємо нескладні перетворення

$$f_{t,d} = k(10f_c \times DEF_c)^{2/3} = k(10f_c)^{2/3} DEF_c^{2/3}. \quad (18)$$

З урахуванням виразу (15) отримаємо

$$f_{t,d} = f_t \times DEF_c^{2/3}. \quad (19)$$

Виразимо динамічну міцність бетону при розтягу

$$f_{t,d} = f_t \times DEF, \quad (20)$$

де  $f_t$  - міцність бетону на розтяг при статичному навантаженні,  $DEF$  - коефіцієнт динамічного зміцнення при розтягу.

Остаточо прирівнявши вирази, отримаємо значення коефіцієнта динамічності при розтягу в залежності від його значення при стиску





$$DEF = DEF_c^{2/3}. \quad (21)$$

Аналогічний вираз можна отримати для опору на зріз та розколювання. Для цих видів деформацій він буде однаковим. Це дає можливість отримувати динамічні характеристики лише за певного виду деформування, з використанням простих лабораторних установок.

Для підтвердження справедливості виразу (21) було виконане порівняння із загально відомими виразами Ю.М. Баженова та В.С. Удальцова [1] для розтягу та розколювання (рис. 1). Середнє значення відхилень усереднених експериментальних даних від значень, обрахованих за виразом (21) складає - 0,979%, стандартне відхилення - 2,15%, коефіцієнт варіації - 0,46%. Це вказує на прийнятність запропонованого підходу, а також

можливості проведення випробувань на розколювання з подальшим визначенням необхідних характеристик.

Основна перевага запропонованого методу полягає в тому, що відповідає необхідність у визначенні емпіричних коефіцієнтів, які залежать від багатьох параметрів і можуть мати різні значення, навіть, при одному виді бетону.

Встановлений вираз дозволяє отримувати достовірні експериментальні дані коефіцієнта динамічного зміцнення при різних видах деформацій, отримуючи експериментальні значення лише за певного виду деформацій. Насамперед, це необхідно при виборі експериментальної установки. Так, випробування стандартних зразків на стиск пов'язано з необхідністю створення значної енергії удару. Це створити у лабораторних умовах доволі складно, та неможливо без застосування спеціального устаткування. Установки по випробуванню на зріз потребують набагато меншу енергію удару, та дозволяють отримувати достовірні експериментальні дані в лабораторних умовах на простих копрових установках, а запропоновані вище вирази дають змогу визначати коефіцієнти динамічного зміцнення бетонів при деформаціях різного виду. Проведені експериментальні дослідження повністю підтвердили наведені вище твердження.

Для додаткового підтвердження викладених вище тверджень визначимо відносну похибку виразів визначення коефіцієнтів динамічності при розтягу (2) та розколюванні (3).

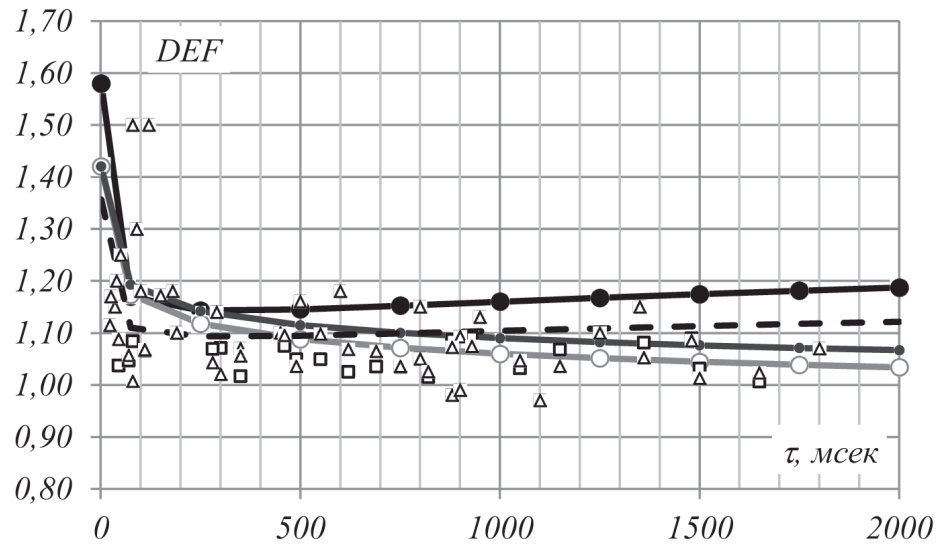


Рис. 1. Коефіцієнти динамічності для важкого бетону:

- коефіцієнт динамічності при стиску за Баженовим Ю.М. (1);
- коефіцієнт динамічності при розтягуванні за Баженовим Ю.М. (2);
- коефіцієнт динамічності при розколюванні за Баженовим Ю.М. (3);
- - - коефіцієнт динамічності при розтягу та розколюванні за виразом (21)
- експериментальні дані по визначенню коефіцієнта динамічності при розтягу;
- △ експериментальні дані по визначенню коефіцієнта динамічності при розколюванні

$$\Delta = \frac{DEF_r - DEF}{DEF} \times 100 =$$

$$= \frac{0,011 \lg \tau}{1,42 - 0,15 \lg \tau + 0,01 (\lg \tau)^2} \times 100\%. \quad (22)$$

Підставимо у вираз (22) нижню та верхню межу часу дії навантаження та визначимо похибку. При  $\tau = 2000$  м.с похибка  $\Delta = 3,19\%$ , при  $\tau = 1$  м.с  $\Delta = 0\%$ .

Як вказувалось раніше, деформаційні характеристики при дії динамічних впливів мають суттєве значення в сучасному розрахунковому апараті. Для більшості інженерних задач їх використання ускладнене тим, що вони залежать від швидкості зміни деформацій або напружень (вирази 13, 14). Тому вирази визначення граничних деформацій бетону при динамічних впливах приведемо до більш зручних виразів, які у загальному повинні мати наступний вигляд:

$$\varepsilon_{c1,d} = f(DEF_c, f_c), \quad (23)$$

$$\varepsilon_{cu,d} = f(DEF_c, f_c). \quad (24)$$

Шляхом нескладних перетворень виразів (6) і (13) отримаємо формули, аналогічні (23, 24) для знаходження граничних деформацій бетону  $\varepsilon_{c1,d}$



$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{c1,d} = \left( 2,352 - 0,763 \frac{f_{c,d}}{f_c} + 0,01 f_c \right) \times 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} > 1,6 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}, \\ \varepsilon_{c1,d} = \left( 9,24 - 7,666 \frac{f_{c,d}}{f_c} + 0,01 f_c \right) \times 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} < 1,6 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}, \end{array} \right. \quad (25)$$

або

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{c1,d} = (2,352 - 0,763 \times DEF_c + 0,01 f_c) \times 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} > 1,6 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}, \\ \varepsilon_{c1,d} = (9,24 - 7,666 \times DEF_c + 0,01 f_c) \times 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} < 1,6 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}. \end{array} \right. \quad (26)$$

Встановимо аналогічні формули для  $\varepsilon_{cu,d}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{cu,d} = \left( 0,7 - 75 \left( \frac{f_c}{6,9} \right)^{-0,7} (DEF - 1,38) \right) 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} > 1,6 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}, \\ \varepsilon_{cu,d} = \left( 0,7 - 41,67 \left( \frac{f_c}{6,9} \right)^{-0,7} (DEF - 1,14) \right) 10^{-3} \\ \text{при } \dot{\varepsilon} < 1,6 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}. \end{array} \right. \quad (27)$$

Отримані вирази вказують на залежність деформаційних характеристик при динамічних впливах від динамічної міцності.

Максимально можливі деформації бетону  $\varepsilon_{cu,d}$  пропонується також визначати за екстремальним критерієм, з урахуванням стійкого руйнування, яке в багатьох випадках задовольняється при напруженнях у бетоні не нижче  $0,8f_c$ .

## ВИСНОВКИ

Теоретично обґрунтовано та отримано вирази для визначення коефіцієнта динамічного зміцнення та граничних деформацій при динамічних впливах. Запропоновані вирази розкривають широкі можливості проведення узагальнення та аналізу експериментальних даних при дії динамічних впливів. Проведено експериментальну перевірку отриманих виразів (рис. 1), яка показала достатню точність для інженерних розрахунків. Обґрунтовано можливість отримання достовірних даних на простому копровому обладнанні в лабораторних умовах.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении / Баженов Ю.М. - М.: Стройиздат, - 1970, 274 с.

2. Кумпьяк О.Г. Прочность и деформативность железобетонных сооружений при кратковременном динамическом нагружении / О.Г. Кумпьяк, Д.Г. Копаница. - Томск: STT, 2002. - 336 с.
3. Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code 1990, Redwood Books, Trowbridge, Wiltshire, UK, 1993. - 461 p.
4. Kufuor K.G. & Perry S.H. Hard impact of shallow reinforced concrete domes. Int. Conf. Structural Impact and Crashworthiness: Int. Conf. - V.2. - London, 1984. - P. 675-686.
5. Расчет железобетонных конструкций на взрывные и ударные загрузки / [Белов Н.Н., Копаница Д.Г., Кумпьяк О.Г., Югов Н.Т.]. - Томск: STT, 2004. - 466 с.
6. Дворкін Л.Й. Основи бетонознавства / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін - Київ: Основа, 2007. - 616 с.
7. Заломин Д.О. Коэффициент динамического упрочнения сталефибробетона при растяжении / Заломин Д.О. // Современные наукоемкие технологии. - М.: АСВ, 2004. № 2. - С. 150-151.

## REFERENCES

1. Bazhenov Y.M. Concrete under dynamic loading. - M.: Strojizdat, 1970. - 274 p.
2. Kumplyak O.G. & Kopanyca D.G. Prochnosty deformatyvnost zhelezobetonnykh sooruzhenyj pry kratkovremennom dynamycheskom nagruzhenyy. - Tomsk: STT, 2002. - 336 p.
3. Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code 1990, Redwood Books, Trowbridge, Wiltshire, UK, 1993. - 461 p.
4. Kufuor K.G. & Perry S.H. Hard impact of shallow reinforced concrete domes. Int. Conf. Structural Impact and Crashworthiness: Int. Conf. - V.2. - London, 1984. - P. 675-686.
5. Belov N.N., Kopanica D.G., Kumplak O.G. & Ugov N.T. Calculation of reinforced concrete structures for explosive and shock loads. - Tomsk: STT, 2004. - 466 p.
6. Dvorkin L.J. & Dvorkin O.L. Fundamentals of Concrete Studies. - Kyiv: Osnova, 2007. - 616 p.
7. Zalomin D.O. The coefficient of dynamic hardening of steelfibre concrete at tension. Modern high technology technologies № 2. - M.: Publishing ASV, 2004. - P. 150-151.

Стаття надійшла до редакції 11.08.2017.

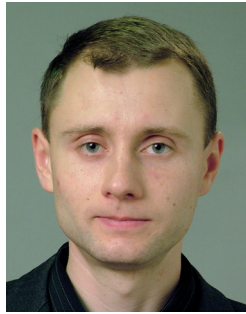


УДК 624.012



**ГАРЬКАВА О.В.**

Канд. технічних наук, доц.,  
Полтавський національний  
технічний університет імені Юрія  
Кондратюка, м. Полтава, Україна,  
e-mail: olga-boiko@ukr.net,  
тел. +38 (067) 450-03-70,  
ORCID: 0000-0003-2214-3128



**ГАСЕНКО А.В.**

Канд. технічних наук, доц.,  
Полтавський національний  
технічний університет імені  
Юрія Кондратюка, м. Полтава,  
Україна,  
e-mail: gasentk@gmail.com,  
тел. +38(050) 404-64-88,  
ORCID: 0000-0003-1045-8077

## ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПРИ КОСОМУ СТИСКУ

### АНОТАЦІЯ

З огляду на широке розповсюдження косостиснутих елементів у практиці проектування та зведення каркасних промислових і цивільних будівель у статті запропонований практичний метод розрахунку міцності залізобетонних колон, що працюють в умовах косоного стиску.

Метод розроблений на основі передумов, що рекомендуються чинними нормами з проектування залізобетонних конструкцій. Проблема складності застосування нелінійної деформаційної моделі при дослідженні складнодеформованих елементів успішно вирішена шляхом впровадження дволінійних діаграм деформування бетону й арматури та деформаційного критерію міцності.

Для визначення кута нахилу нейтральної лінії в перерізі косостиснутого елемента застосована умова розташування рівнодійних зусиль у стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі в одній площині із поздовжньою силою від зовнішнього навантаження.

Виведені аналітичні залежності для визначення всіх невідомих параметрів при розрахунку міцності косостиснутих колон для випадку трикутної форми стиснутої зони бетону. Отримані рівняння можуть бути використані при розв'язанні задач проектування косостиснутих колон, а також при виконанні перевірних розрахунків міцності.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** залізобетон, колона, міцність, косий стиск, розрахунок.

**ГАРЬКАВА О.В.** Канд. технических наук, доц., Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: olga-boiko@ukr.net, тел. +38(067) 450-03-70, ORCID: 0000-0003-2214-3128

**ГАСЕНКО А.В.** Канд. технических наук, доц., Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: gasentk@gmail.com, тел. +38(050) 404-64-88, ORCID: 0000-0003-1045-8077

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ КОСОМ СЖАТИИ

### АННОТАЦИЯ

Учитывая широкое распространение кососжатых элементов в практике проектирования и возведения каркасных промышленных и гражданских зданий в статье предложен практический метод расчета прочности железобетонных колонн, работающих в условиях косоного сжатия. Метод разработан на основе предпосылок, рекомендуемых действующими нормами по проектированию железобетонных конструкций. Проблема сложности применения нелинейной деформационной модели при исследовании сложнодеформированных элементов успешно решена путем внедрения двухлинейных диаграм деформирования бетона и арматуры и деформационного критерия прочности.

Для определения угла наклона нейтральной линии в сечении кососжатого элемента использовано условие расположения равнодействующих усилий в сжатом бетоне и растянутой арматуре в одной плоскости с продольной силой от внешней нагрузки.

Выведены аналитические зависимости для определения всех неизвестных параметров при расчете прочности кососжатых колонн для случая треугольной формы сжатой зоны бетона. Полученные уравнения могут быть использованы при решении задач проектирования кососжатых колонн, а также при выполнении проверочных расчетов прочности.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** железобетон, колонна, прочность, косое сжатие, расчет.

**HARKAVA O.V.** PhD, Ass. Prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: olga-boiko@ukr.net, tel. +38(067) 450-03-70, ORCID: 0000-0003-2214-3128

**HASENKO A.V.** PhD, Ass. Prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: gasentk@gmail.com, tel. +38(050) 404-64-88, ORCID: 0000-0003-1045-8077



## STRENGTH DETERMINATION OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER BIAXIAL COMPRESSION

### ABSTRACT

Today, builders are increasingly faced with the phenomenon of biaxial compression in practice designing and building constructions, buildings and structures. Biaxial compressed structures are: columns of industrial and civil frame buildings; columns of overpasses, bridges, bunker buildings, water towers, frame foundations for turbogenerators and other structures.

An increasing percentage of reinforced concrete elements are subjected to biaxial compression due to application of non-typical decisions of structural systems of buildings and individualization of designing and manufacturing of reinforced concrete elements. Uncapital Ungirder Frame Structure which is widespread in the construction industry in Ukraine, particularly in Poltava can serve an example of such progress in the construction industry.

Both the edge and the middle columns of the Uncapital Ungirder Frame Structure are biaxial bended due to the absence of consoles in the joint of the column and the column strip, which provide application an external load in only one plane.

Analysis of the recent publications shows that it is the most appropriate to advance existing proposals of bearing capacity calculations of biaxial compressed elements by applying nonlinear deformation model, deformation strength criterion and stress-strain diagrams of materials.

The practical method of strength calculation of biaxial compressed reinforced concrete columns of Uncapital Ungirder Frame Structure is developed. The method is based on assumptions which are recommended by Eurocode 2. The problem of difficulty applying nonlinear deformation model in the study of biaxial deformed elements is successfully solved by the introduction of the bi-linear stress-strain relations for concrete and reinforcement and deformative criterion of strength.

As a result of theoretical research the analytical dependences for determination of all unknown parameters in solving problems of strength of biaxial compressed reinforced concrete columns with triangular compressed zone are received on the basis of deformation model with the bi-linear stress-strain relations of materials. The derived equations can be used when checking the bearing capacity of biaxial compressed columns, and in definition the required quantity of reinforcement. The generality of adopted design model is confirmed.

**KEY WORDS:** reinforced concrete, column, strength, biaxial compression, calculation.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогодні будівельникам все частіше доводиться зустрічатися з проблемою врахування ко-

сого стиску на практиці проектування та зведення колон каркасних промислових і цивільних будівель. Це обумовлюється цілою низкою причин як конструктивного, так і технологічного чи експлуатаційного характеру.

Косому стиску крім колон каркасних будівель піддаються також стійки естакад, мостів, бункерних споруд, водонапірних башт, рамних фундаментів під турбогенератори та інші конструкції.

Як показує практика, велика кількість конструкцій, запроєктованих для роботи в умовах плоского позацентрового стиску, в силу різноманітних непередбачених факторів тією чи іншою мірою також зазнають навскісного стискання. Зазначені причини можна умовно поділити на групи, до яких входять наступні: технологічні неточності при виготовленні конструкцій; неточності при монтажі конструкцій; сейсмічні навантаження; місцеве руйнування залізобетонних конструкцій; зміна перерізів елементів у ході реконструкції будівель і споруд як в цілому, так і їх частин; нерівномірний температурний вплив; неоднорідність залізобетону.

В умовах косоного стиску опиняється все більша частина залізобетонних елементів також через застосування нетипових вирішень конструктивних систем будівель та індивідуалізацію проектування й виготовлення залізобетонних елементів. Прикладом подібного прогресу в галузі будівництва може слугувати безкапітельно-безконсольно-безбалкова конструктивна система будівель, котра набула широкого розповсюдження в будівельній галузі України [1]. Ця система характеризується широкими можливостями планувальних рішень, які не впливають на стійкість та теплоємність будівлі [2].

Як крайні, так і середні колони безкапітельно-безконсольно-безбалкового каркаса зазнають навскісного деформування, що виникає через особливості влаштування вузла стикування колон та надколонних плит перекриття [3]. Відсутність консолей у вузлі стикування (рис. 1), котрі б забезпечували прикладання зовнішнього навантаження тільки в одній площині, спричиняє виникнення явища косоного стиску в колонах.

На сьогодні залізобетонні конструкції, що працюють за умов косоного стиску, дуже часто розраховують на плоский позацентровий стиск в ортогональних головних площинах інерції. Проектувальники вимушені вдаватися до такого спрощення, оскільки досконалого і одночасно досить простого методу розрахунку міцності косостиснутих елементів, що відповідає вимогам чинних норм із проектування залізобетонних конструкцій [4] поки що немає. А це, призводить до викривлення дійсної картини роботи конструкції і, як наслідок, до перевитрат матеріалів і навіть – до аварій.

### АНАЛІЗ ОСТАННІХ ПУБЛІКАЦІЙ

Значна кількість пропозицій щодо розрахунку міцності косодеформованих залізобетонних





а)



б)

**Рис. 1.** Фрагменти спирання надколонних плит на колону 16-ти поверхової будівлі безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи

елементів наведена в роботах М.С. Торяника та його учнів у працях [5 – 7]. На основі експериментальних даних розроблені практичні методи розрахунку на складні види деформацій, які ґрунтуються на положенні про зв'язок між різними видами складних деформацій. Мається на увазі, що косий згин є частковим випадком косоного згину з крученням і косоного стиску. Більш того, такі прості види деформацій, як плоский і центральний стиск, плоский згин, також є частковими випадками косоного стиску.

Аналіз останніх публікацій [8 – 12] показує, що найбільш доцільно вдосконалювати існуючі пропозиції з розрахунків несучої здатності косостиснутих елементів шляхом застосування нелінійної деформаційної моделі, деформаційного критерію міцності та діаграм фізичного стану матеріалів. При цьому використання деяких спрощень при розробленні деформаційних методів обчислення міцності залізобетонних елементів, що працюють при складних деформаціях, дозволить отримати аналітичні залежності для розрахунку, зручні для використання в інженерній практиці.

**МЕТА ДОСЛІДЖЕННЯ.** Вдосконалення методу розрахунку міцності залізобетонних косостиснутих колон на основі застосування спрощених

дволінійних діаграм деформування матеріалів та деформаційного критерію міцності.

#### РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Розглядається розрахунок міцності косостиснутої залізобетонної симетрично армованої колони з трикутною формою стиснутої зони бетону. В основу теоретичних досліджень покладені передумови розрахунку за нормами [4]. При цьому для опису роботи стиснутого бетону прийнята дволінійна діаграма за рис. 3.4 [4]. Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою без необхідності перевірки граничної деформації за рис. 3.8 [4].

Розрахункова схема нормального перерізу косостиснутої залізобетонної колони квадратного профілю має вигляд, представлений на рис. 2. Для виведення розрахункових формул записані загальні рівняння рівноваги зусиль у координатній площині  $YOZ$ , розташованій таким чином, що вісь  $Y$  перетинає найбільш стиснуте ребро перерізу і перпендикулярна до нейтральної лінії:

$$\sum Z = 0: N_c + \sum_{i=1}^n N_{si} - N_{Ed} = 0; \quad (1)$$

$$\sum M_A = 0: N_c (y_{Ed} - y_c) + \sum_{i=1}^n N_{si} (y_{Ed} - y_{si}) = 0, \quad (2)$$



де

$N_c$  – рівнодійна напружень в бетоні стиснутої зони;

$N_{si}$  – зусилля в  $i$ -му арматурному стрижні;

$n$  – кількість арматурних стрижнів у перерізі;

$N_{Ed}$  – поздовжня сила від зовнішнього навантаження;

$y_{Ed}$  – координата точки прикладання сили  $N_{Ed}$ ;

$y_c$  – координата точки прикладання зусилля  $N_c$ ;

$y_{si}$  – координата точки прикладання зусилля  $N_{si}$ .

Для визначення зусилля  $N_c$  із застосуванням аналітичних виразів розрахункової дволінійної діаграми фізичного стану стиснутого бетону за рис. 3.4 [4] та гіпотези плоских перерізів (рис. 2) одержано закон  $\sigma_c = f(y)$  розподілу напружень в стиснутій зоні бетону в площині  $YOZ$ :

$$\text{при } 0 < y \leq X - \lambda X \quad \sigma_c = \frac{f_{cd} y}{X - \lambda X}; \quad (3)$$

$$\text{при } X - \lambda X < y \leq X \quad \sigma_c = f_{cd}, \quad (4)$$

де  $X$  – висота стиснутої зони;  $\lambda$  – рівень пластичності бетону.

Параметри  $X$  та  $\lambda$  (рис. 2) функціонально залежать від фібрових деформацій бетону та арматури (деформації стиску враховуються зі знаком «+», а деформації розтягу зі знаком «-»):

$$X = \frac{\varepsilon_{c(1)} y_{sm}}{\varepsilon_{sm}}, \quad (5)$$

$$\lambda = 1 - \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}}, \quad (6)$$

де  $\varepsilon_{c(1)}$  – відносні деформації бетону найбільш стиснутого ребра колони (фіброві деформації бетону);

$y_{sm}$  – координата точки прикладання рівнодійної зусиль в найбільш розтягнутому арматурному

стрижні, тобто  $y_{sm} = y_{s4}$  (рис. 2);

$\varepsilon_{sm}$  – відносні деформації найбільш розтягнутого арматурного стрижня (фіброві деформації арматури), тобто  $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s4}$  (рис. 2);

$\varepsilon_{c3,cd}$  – відносні деформації бетону, що відповідають межі трикутної ділянки епюри напружень у стиснутій зоні.

Шляхом інтегрування функції (8 – 9) отримані вирази для обчислення значень рівнодійної  $N_c$  та відстані  $y_c$  від точки її прикладання до нейтральної лінії для трикутної форми стиснутої зони бетону:

$$N_c = \int_0^{X-\lambda X} dy \int_{x_1}^{x_2} \frac{f_{cd} y}{X - \lambda X} dx + \int_{X-\lambda X}^X dy \int_{x_1}^{x_2} f_{cd} dx = \frac{f_{cd} X^2 \omega_1}{\sin 2\theta}; \quad (7)$$

$$S_{cx} = \int_0^{X-\lambda X} dy \int_{x_1}^{x_2} \frac{f_{cd} y}{X - \lambda X} \cdot y dx + \int_{X-\lambda X}^X dy \int_{x_1}^{x_2} f_{cd} \cdot y dx = \frac{f_{cd} X^3 \varphi_1}{\sin 2\theta}; \quad (8)$$

$$y_c = \frac{S_{cx}}{N_c} = X \frac{\varphi_1}{\omega_1}, \quad (9)$$

$$\text{де } x_1 = \frac{(y - X)}{\operatorname{tg} \theta}, \quad x_2 = (X - y) \operatorname{tg} \theta;$$

$\theta$  – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі симетрії перерізу;  $\omega_1, \varphi_1$  – відповідно коефіцієнти повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони та відносного значення координати точки прикладання зусилля  $N_c$ :

$$\omega_1 = \frac{1 + \lambda + \lambda^2}{3}; \quad (10)$$

$$\varphi_1 = \frac{1 + \lambda + \lambda^2 - \lambda^3}{6}. \quad (11)$$

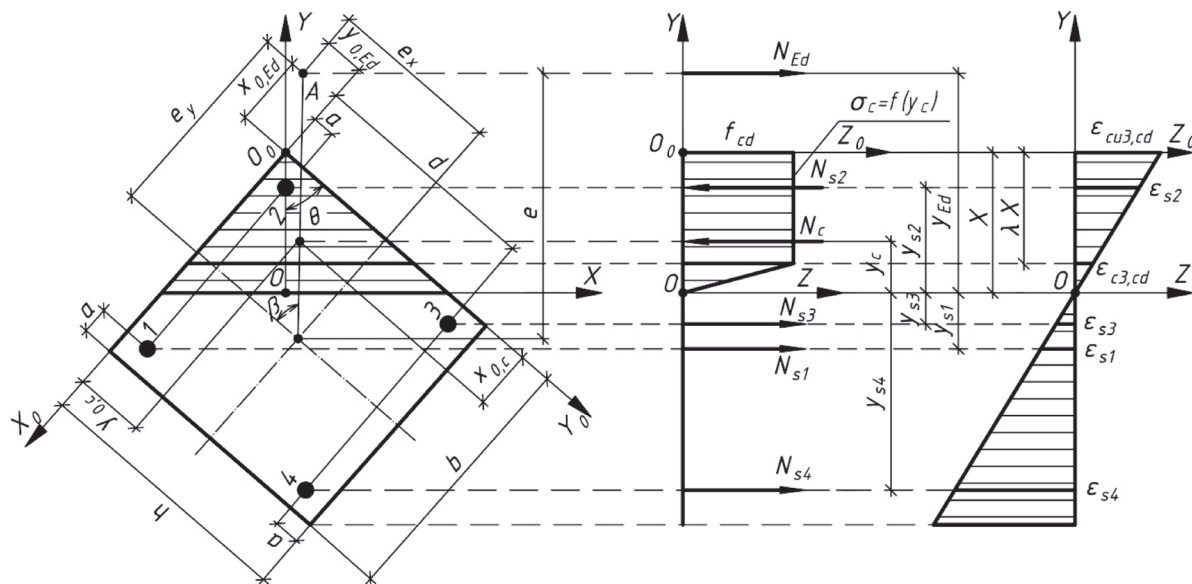


Рис. 2. Розрахункова схема зусиль, напружень та деформацій у нормальному перерізі косостиснутої залізобетонної колони з трикутною формою стиснутої зони



Визначення рівнодійних  $N_{si}$  пропонується виконувати залежно від значення напружень  $\sigma_{si}$ , що відповідають деформаціям  $\varepsilon_{si}$  на розрахунковій дволінійній діаграмі стану арматури, на основі виразу:

$$N_{si} = \sigma_{si} A_{si}, \quad (12)$$

де  $A_{si}$  – площа поперечного перерізу  $i$ -го стрижня арматури.

Значення напружень  $\sigma_{si}$  визначаються за законом Гука залежно від відносних деформацій арматури

$$\varepsilon_{si} = \frac{y_{si} \varepsilon_{cu3,cd}}{X}. \quad (13)$$

Координати точок прикладання сили  $N_{Ed}$  та зусиль  $N_{si}$  в арматурних стрижнях у квадратному перерізі симетрично армованої чотирма стрижнями колони при трикутній формі стиснутої зони бетону (рис. 2) визначатимуться так:

$$y_{Ed} = X + e - (0,5h \cos \theta + 0,5b \sin \theta); \quad (14)$$

$$y_{s1} = X - (a \cos \theta + (b - a) \sin \theta); \quad (15)$$

$$y_{s2} = X - (a \cos \theta + a \sin \theta); \quad (16)$$

$$y_{s3} = X - (h - a) \cos \theta - a \sin \theta; \quad (17)$$

$$y_{s4} = X - (h - a) \cos \theta - (b - a) \sin \theta, \quad (18)$$

де  $e$  – ексцентриситет прикладання сили  $N_{Ed}$  відносно центра ваги поперечного перерізу колони,  $e = e_x \cos \theta + e_y \sin \theta$ ;

$e_x, e_y$  – ексцентриситети прикладання сили  $N_{Ed}$  відносно горизонтальної та вертикальної осей симетрії поперечного перерізу колони відповідно;

$b$  – ширина поперечного перерізу залізобетонної колони;

$h$  – висота поперечного перерізу залізобетонної колони;

$a$  – відстань від центру ваги арматурного стрижня до найближчих граней поперечного перерізу колони.

Після підстановки залежностей (7) – (18) у рівності (1) – (2) отримуємо два рівняння з чотирма невідомими, а саме:  $X, \lambda, \theta, N_{Ed}$ . Для аналітичного розв'язання задачі необхідно ввести дві додаткові умови.

Перша умова – застосування деформаційного критерію міцності для визначення фібрових відносних деформацій бетону  $\varepsilon_{c(1)}$  у момент руйнування. Згідно з цим критерієм руйнування залізобетонного елемента в нормальному

перерізі настає тоді, коли деформації в бетоні у найвіддаленішій від нейтральної лінії точці досягають граничного значення. Отже, міцність косостиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі перевіряється за такої умови деформування бетону:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3,cd}. \quad (19)$$

Друга умова – використання теореми про розташування внутрішніх зусиль  $N_s$  і  $N_c$  та зовнішньої сили  $N_{Ed}$  в одній площині для визначення значення кута  $\theta$  нахилу нейтральної лінії. Згідно з цією теоремою можна записати дві залежності для кута  $\beta$  нахилу силової площини до вертикальної осі симетрії перерізу в системі координат  $X_0 O_0 Y_0$  (рис. 2):

$$\operatorname{tg} \beta = (x_{0,s} - x_{0,c}) / (y_{0,s} - y_{0,c}); \quad (20)$$

$$\operatorname{tg} \beta = (x_{0,s} - x_{0,Ed}) / (y_{0,s} - y_{0,Ed}), \quad (21)$$

де  $x_{0,Ed}, y_{0,Ed}$  – координати точки прикладання сили  $N_{Ed}$ ;

$$x_{0,Ed} = 0,5b - e_y; \quad (22)$$

$$y_{0,Ed} = 0,5h - e_x, \quad (23)$$

$x_{0,s}, y_{0,s}$  – координати точки прикладання рівнодійної  $N_s$

$$x_{0,s} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} x_{0,si}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}; \quad (24)$$

$$y_{0,s} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} y_{0,si}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}, \quad (25)$$

де  $\sigma_{si}$  – напруження в  $i$ -му арматурному стрижні;

$A_{si}$  – площа перерізу  $i$ -го арматурного стрижня;

$x_{0,si}, y_{0,si}$  – координати розташування  $i$ -го арматурного стрижня;

$x_{0,c}, y_{0,c}$  – координати точки прикладання рівнодійної  $N_c$  в бетоні трикутної форми стиснутої зони, обчислення яких можна здійснити за формулами:

$$x_{0,c} = S_{c,Y_0} / N_c; \quad (26)$$

$$y_{0,c} = S_{c,X_0} / N_c, \quad (27)$$

де  $S_{c,Y_0}, S_{c,X_0}$  – статичні моменти об'ємної фігури розподілу напружень в бетоні трикутної стиснутої зони відносно осей  $Y_0$  і  $X_0$  відповідно.

Для визначення статичних моментів  $S_{c,Y_0}, S_{c,X_0}$  необхідно отримати функцію розподілення напружень по площі стиснутої зони бетону в площині  $Y_0 O_0 Z_0$ . Шукану функцію можна отримати із закону  $\sigma_c = f(y)$  розподілу напружень в стиснутій зоні бе-





тону в площині  $YOZ$  (3) – (4) шляхом паралельного переносу системи координат  $YOZ$  в напрямі осі  $Y$  на відстань  $X$  та її повороту проти годинникової стрілки на кут  $(180^\circ - \theta)$ . Формули перетворення координат здійснюватимуться за виразом:

$$y = X - y_0 \cos \theta - x_0 \sin \theta. \quad (28)$$

З використанням залежності (28) функцію  $\sigma_c = f(x_0; y_0)$  в системі координат  $X_0Y_0Z_0$  для бетону стиснутої зони одержано у вигляді

$$\text{при} \begin{cases} 0 < y_0 \leq \frac{\lambda X}{\cos \theta}; \\ 0 < x_0 \leq \frac{\lambda X}{\sin \theta}, \end{cases} \quad \sigma_c = f_{cd}; \quad (29)$$

$$\text{при} \begin{cases} \frac{\lambda X}{\cos \theta} < y_0 \leq \frac{X}{\cos \theta}; \\ \frac{\lambda X}{\sin \theta} < x_0 \leq \frac{X}{\sin \theta}, \end{cases}$$

$$\sigma_c = \frac{f_{cd} (X - y_0 \cos \theta - x_0 \sin \theta)}{X - \lambda X}. \quad (30)$$

Відповідні статичні моменти об'ємної фігури розподілу напружень в бетоні трикутної стиснутої зони (рис. 2) визначають в результаті наступного інтегрування

$$S_{c,x_0} = \int_0^{\frac{\lambda X}{\sin \theta}} dx_0 \int_0^{y_1} \sigma_c y_0 dy_0 + \int_0^{\frac{\lambda X}{\sin \theta}} dx_0 \int_{y_1}^{y_2} \sigma_c y_0 dy_0 + \int_0^{\frac{X}{\sin \theta}} dx_0 \int_0^{y_2} \sigma_c y_0 dy_0 = \frac{f_{cd} X^3}{\sin 2\theta \cos \theta} \cdot \frac{\omega_1 - \varphi_1}{2}, \quad (31)$$

$$S_{c,y_0} = \int_0^{\frac{\lambda X}{\sin \theta}} dx_0 \int_0^{y_1} \sigma_c x_0 dy_0 + \int_0^{\frac{\lambda X}{\sin \theta}} dx_0 \int_{y_1}^{y_2} \sigma_c x_0 dy_0 + \int_0^{\frac{X}{\sin \theta}} dx_0 \int_0^{y_2} \sigma_c x_0 dy_0 = \frac{f_{cd} X^3}{\sin 2\theta \sin \theta} \cdot \frac{\omega_1 - \varphi_1}{2}, \quad (32)$$

$$\text{де } y_1 = \frac{\lambda X - x_0 \sin \theta}{\cos \theta}; \quad y_2 = \frac{X - x_0 \sin \theta}{\cos \theta}.$$

Після підстановки виразів (29) – (30) в (24) – (25) отримано формули для визначення координат точки прикладання зусилля  $N_c$  в системі координат  $X_0Y_0Z_0$ :

$$x_{0,c} = \frac{X}{\sin \theta} \cdot \frac{\omega_1 - \varphi_1}{2\omega_1}; \quad (33)$$

$$y_{0,c} = \frac{X}{\cos \theta} \cdot \frac{\omega_1 - \varphi_1}{2\omega_1}. \quad (34)$$

Таким чином, співставивши рівняння (20) та (21), отримуємо:

$$\frac{x_{0,s} - x_{0,Ed}}{y_{0,s} - y_{0,Ed}} = \frac{x_{0,s} - x_{0,c}}{y_{0,s} - y_{0,c}}. \quad (35)$$

Оскільки координати  $(x_{0,c}, y_{0,c})$  точки прикладання рівнодійної зусиль  $N_c$  в стиснутій зоні залежать від кута  $\theta$  згідно з (33) та (34), то рівність (35) за своєю суттю є залежністю, що відображає в неявному вигляді функцію  $\theta = f(\beta)$  та дозволяє визначити кут  $\theta$  нахилу нейтральної лінії в перерізі косостиснутої колони.

Сумісне розв'язання рівнянь (1) і (2) з урахуванням залежностей (19) та (35) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану косостиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку трикутної форми стиснутої зони, тобто розв'язати задачу визначення її міцності.

## ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У результаті проведених теоретичних досліджень на основі застосування деформаційної моделі з дволінійними діаграмами стану матеріалів отримані аналітичні залежності для визначення всіх параметрів, необхідних для розв'язання задач міцності косостиснутих залізобетонних колон при трикутній формі стиснутої зони бетону. Рівняння можуть бути використані як при перевірці несучої здатності косостиснутих колон, так і при підборі необхідної кількості арматури, чим підтверджується узагальненість прийнятої розрахункової моделі.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Клочко Оксана. Переживаючи економічну кризу, «Полтавабудінвест» розробляє нові технології, що здешевлюють будівництво на третину, і зводить сейсмостійкі багатоповерхівки / Оксана Клочко // Вечірня Полтава. – 2009. – № 7 (834). – С.4.
2. Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону : Монографія / Павліков А.М., Баясний Д.К., Гарькава О.В., Довженко О.О., Микитенко С.М., Пінчук Н.М., Федоров Д.Ф. За ред. А.М. Павлікова. – Горішні Плавні: ФОП Олексійко В.В., 2017. – 156 с.



3. Довженко О.О. Методика розрахунку стикових з'єднань збірно-монолітних конструктивних систем під доступне житло в Україні / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, А.О. Бігдан та ін. // Зб. наукових пр. Полтавського нац. технічного ун-ту ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, буд-во. – 2013. – Вип. 4(1). – С. 94 – 105.
4. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2001. – 230 p.
5. Торьяник М.С. Косое внецентренное сжатие и косою изгиб в железобетоне / М.С. Торьяник. – К.: Госстройиздат Украины, 1961. – 156 с.
6. Торьяник М.С. Расчет железобетонных элементов двутаврового сечения на косое внецентренное сжатие с малыми эксцентриситетами / М.С. Торьяник, П.Ф. Вахненко // Бетон и железобетон. – 1968. – № 6. – С.44 – 48.
7. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях / М.С. Торьяник, П.Ф. Вахненко, Л.В. Фалеев, Л.И. Сердюк и др.; Под ред. М.С. Торьяника. – М.: Стройиздат, 1974. – 297 с.
8. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косозавантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії : монографія / А.М. Павліков. – Полтава, 2007. – 320 с.
9. Bouzid T. & Demagh K. Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads. Slovak J. of civil engineering. – Bratislava: Slovak Univ. of Technology, 2011. – Vol. 1. – P. 24 – 32.
10. Chen S.F., Teng J.G. & Chan S.L. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section. J. of Structural Engineering, 2001. – Vol. 127(6). – P. 678 – 685.
11. Hong H. Strength of Slender Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. J. of Structural Engineering, 2001. – Vol. 127 (7). – P. 758 – 762.
12. Rodriguez J.A., Aristizabal-Ochoa D.J. Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. J. of Structural Engineering, 1999. – Vol. 125. – Iss. 6, P. 345-352 [Електронний ресурс] // [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:6\(672\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:6(672)) (Дата звернення 01.08.2017).
- Balyasnyy D.K., Har'kava O.V., Dovzhenko O.O., Mykytenko S.M., Pinchuk N.M., Fedorov D.F.; Za red. A.M. Pavlikova. – Horishni Plavni: FOP Oleksiyenko V.V., 2017. – 156 s. [in Ukrainian].
3. Dovzhenko O.O., Pohribnyy V.V., Karabash L.V., Bihdan A.O. ta in. Metodyka rozrakhunku stykovykh z"yednan' zbirno-monolitnykh konstruktivnykh system pid dostupne zhytlo v Ukrayini. Zbirnyk naukovykh prats' Poltavs'koho natsional'noho tekhnichnoho universytetu im. Yu. Kondratyuka. Ser.: Haluzeve mashynobuduvannya, budivnytstvo. – 2013. – Vyp. 4(1). – S. 94 – 105 [in Ukrainian].
4. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2001. – 230 p. [in English].
5. Torjanik M.S. Kosoe vncentrennoe szhatie i kosoij izgib v zhelezobetone. – K.: Gosstrojizdat Ukrainy, 1961. – 156 s. [in Russian].
6. Torjanik M.S. & Vahnenko P.F. Raschet zhelezobetonnyh jelementov dvutavrovogo sechenija na kosoe vncentrennoe szhatie s malymi jekscentrisitetami. Beton i zhelezobeton. – 1968. – № 6. – S. 44 – 48 [in Russian].
7. Torjanik M.S., Vahnenko P.F., Faleev L.V., Serdjuk L.I. i dr.; Pod red. M.S. Torjanika. Raschet zhelezobetonnyh konstrukcij pri slozhnyh deformacijah. – M.: Strojizdat, 1974. – 297 s. [in Russian].
8. Pavlikov A.M. Neliniyna model' napruzhenodeformovanoho stanu kosozavantazhenykh zalizobetonnykh elementiv u zakrytychniy stadiyi monohrafiya. – Poltava, 2007. – 320 s. [in Ukrainian].
9. Bouzid T. & Demagh K. Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads. Slovak J. of Civil Engineering. – Bratislava: Slovak Univ. of Technology, 2011. – Vol. 1. – P. 24 – 32 [in English].
10. Chen S.F., Teng J.G. & Chan S.L. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section. J. of Structural Engineering, 2001. – Vol. 127(6). – P. 678 – 685 [in English].
11. Hong H. Strength of Slender Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. J. of Structural Engineering, 2001. – Vol. 127 (7). – P. 758 – 762 [in English].
12. Rodriguez J.A. & Aristizabal-Ochoa D.J. Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. J. of Structural Engineering, 1999. – Vol. 125. – Iss. 6, P. 345-352 // [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:6\(672\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:6(672)) (Access on 01.08.2017) [in English].

## REFERENCES

1. Klochko Oksana. Perezhyvayuchy ekonomichnu kryzu, «Poltavabudinvest» rozroblyaye novi tekhnolohiyi, shcho zdeshevlyuyut' budivnytstvo na tretynu, i zvodyt' seysmostiyki bahatoroverkhivky. - Vechirnya Poltava. – 2009. – № 7 (834). – S.4.
2. Suchasni konstruktyvni systemy budivel' iz zalizobetonu : Monohrafiya / Pavlikov A.M.,

Стаття надійшла до редакції 08.08.2017.



УДК 624.012.45:624.072.2



**МАСЮК Г.Х.**

Канд. технічних наук, проф.,  
Національний університет  
водного господарства та  
природокористування, м. Рівне,  
Україна,  
e-mail: g.h.masyuk@nuwm.edu.ua,  
тел. +38(068) 002-47-20,  
ORCID: 0000-0001-5207-3111



**АЛЕКСІЄВЕЦЬ І.І.**

Канд. технічних наук, доц.,  
Національний університет  
водного господарства та  
природокористування, м. Рівне,  
Україна,  
e-mail: i.i.alekseevec@nuwm.edu.ua  
тел. +38(098)501-73-95,  
ORCID: 0000-0002-5784-3119

## ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ ІЗ ЗНАКОЗМІННИМИ ЕКСЦЕНТРИСИТЕТАМИ З УРАХУВАННЯМ ВПЛИВІВ ДРУГОГО ПОРЯДКУ

### АНОТАЦІЯ

Стаття присвячена визначенню несучої здатності і деформативності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами з урахуванням впливів другого порядку на основі деформаційної моделі розрахунку залізобетонних конструкцій. На основі теоретичних досліджень із використанням експериментальних даних запропоновано формулу для визначення несучої здатності зазначених елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень. Також виявлено вплив зазначених навантажень на деформативність стиснутих елементів з урахуванням впливів другого порядку (розрахунок довжина елемента, гнучкість тощо), які впливають на їх поздовжні прогини, збільшуючи тим самим розрахункові зусилля від зовнішніх навантажень. Як наслідок, збільшення поздовжніх прогинів позацентрово стиснутого елемента за рахунок повзучості бетону і збільшення розрахункових зусиль, несуча здатність таких елементів зменшується. Цей фактор залежить від величини ексцентриситету, а також від рівня малоциклових знакозмінних навантажень, які суттєво впливають на зміну фізико-механічних властивостей бетону. Чим вищий рівень малоциклових знакозмінних навантажень, тим більше знижуються характеристики бетону порівняно з однозначними статичними навантаженнями. Визначення зміни фізико-механічних властивостей бетону, при виведенні коефіцієнта умов роботи, обґрунтовано статистично. Врахування змін у роботі позацентрово стиснутих елементів дасть можливість підвищити надійність і конструктивну безпеку зазначених елементів.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** позацентрово стиснуті еле-

менти, малоциклові навантаження, знакозмінні ексцентриситети, несуча здатність.

### ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОД ДЕЙСТВИЕМ МАЛОЦИКЛОВОГО НАГРУЖЕНИЯ СО ЗНАКОПЕРЕМЕННЫМ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОМ С УЧЕТОМ ВОЗДЕЙСТВИЙ ВТОРОГО ПОРЯДКА

**МАСЮК Г.Х.** Канд. технических наук, проф.,  
Национальный университет водного хозяйства и  
природопользования, г. Ровно, Украина,  
e-mail: g.h.masyuk@nuwm.edu.ua,  
тел. +38 (068) 002-47-20,  
ORCID: 0000-0001-5207-3111

**АЛЕКСИЕВЕЦ И.И.** Канд. технических наук,  
доц., Национальный университет водного  
хозяйства и природопользования, г. Ровно,  
Украина, e-mail: i.i.alekseevec@nuwm.edu.ua,  
тел. +38 (098) 501-73-95, ORCID: 0000-0002-5784-3119

### АННОТАЦИЯ

Статья посвящена определению несущей способности и деформативности внецентренно сжатых железобетонных элементов при действии малоцикловых нагрузок со знакопеременными эксцентриситетами с учетом воздействий второго порядка на основе деформационной модели расчета железобетонных конструкций. На основе теоретических исследований с использованием экспериментальных данных предложено формулу для определения несущей способности вышеуказанных элементов при действии малоцикловых знакопеременных нагрузок. Также выявлено влияние указанных нагрузок на деформативность сжатых элементов с учетом влияния второго поряд-





ка (расчетная длина элемента, гибкость и др.), которые влияют на их продольные прогибы, увеличивая тем самым расчетные усилия от внешних нагрузок. В результате увеличения продольных прогибов внецентренно сжатого элемента за счет ползучести бетона и увеличения расчетных усилий, несущая способность таких элементов уменьшается. Этот фактор, уменьшение несущей способности, зависит от величины эксцентриситета, а также от уровня малоцикловых знакопеременных нагрузок, которые существенно влияют на изменение физико-механических свойств бетона. Чем выше уровень малоцикловых знакопеременных нагрузок, тем больше снижаются характеристики бетона по сравнению с однозначными статическими нагрузками. Определение изменения физико-механических свойств бетона, при выводе коэффициента условий работы обоснованно статистически. Учет изменений в работе внецентренно сжатых элементов позволит повысить надежность и конструктивную безопасность указанных элементов.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** внецентренно сжатые элементы, малоцикловые нагрузки, знакопеременные эксцентриситеты, несущая способность.

#### THE PECULIARITIES OF DETERMINATION FOR BEARING CAPACITY OF OFF-CENTRE COMPRESSIVE ELEMENTS DURING EFFECT OF LOW-CYCLE LOADS WITH ALTERNATING ECCENTRICITIES TAKING INTO ACCOUNT INFLUENCE OF SECOND-ORDER

**MASYUK G.H.** PhD, Prof., National university of water management and nature resources use, Rivne, Ukraine, e-mail: g.h.masyuk@nuwm.edu.ua, +38 (068) 002-47-20, ORCID: 0000-0001-5207-3111

**ALEKSEEVETS I.I.** PhD, Ass. Prof., National university of water management and nature resources use, Rivne, Ukraine, e-mail: i.i.alekseevec@nuwm.edu.ua, tel. +38 (098) 501-73-95, ORCID: 0000-0002-5784-3119

#### ABSTRACT

The article is devoted to the determination for bearing capacity and deformability of off-centre compressive elements during effect of low-cycle loads with alternating eccentricities taking into account influence of second-order in virtue of deformation model of concrete components. Based on theoretical researches with using experimental data the formula for determination of bearing capacity of mentioned elements during effect of low-cycle alternating loads was suggested. It was identified the influence of showed loads on deformability of compressive elements with taking into account the influences of second order (calculation length of element, flexibility, etc.) which influence on their lengthwise deflections thus increasing the calculation forcing

from external loads. As the result of increasing of lengthwise deflections of off-centre compressive elements because of concrete creep and increasing of calculation forcing the bearing capacity of such elements decreases. This fact of decreasing of bearing capacity depends on value of eccentricity, and also from level of low-cycle loads alternating loads, which influence on change of physical mechanical properties of concrete very much. When the level of low-cycle alternating loads become higher, then the characteristics of concrete in comparing with one-valued static loads become lower. The determination of change for physical mechanical properties during developing of coefficient of operating conditions was explained statistically. Taking into account the change in operating of off-centre compressive elements with mentioned researches will give possibility to increase the reliability and constructional safety of showed elements.

**KEY WORDS:** noncentrally compressed elements, low cycle load, omnidirectional eccentricities, bearing capacity.

#### АКТУАЛЬНІСТЬ І ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Встановлення напружено-деформованого стану, який відповідає реальній роботі конструкцій, є одним із основних завдань для розроблення теорії розрахунків. Позацентрово стиснуті залізобетонні стержневі елементи є найбільш поширеними в складі будівель та споруд, при цьому навантаження, які діють на такі елементи, досить різноманітного характеру – від одноразово статичних до малоциклових повторних і знакозмінних. Малоциклові знакозмінні навантаження спричиняють особливі умови роботи залізобетонних елементів і обумовлюють зміни механічних та деформативних характеристик бетону, впливаючи на процеси тріщиноутворення та деформативність цих елементів. До позацентрово стиснутих залізобетонних конструкцій, що випробовують малоциклові знакозмінні навантаження, відносять колони одноповерхових і багатоповерхових будівель, елементи решітки безрозкісних ферм, елементи спеціальних споруд (опори водонапірних башт, стінки стволів димових труб, стійки опор ЛЕП, середні опори багатопролітних мостів, стійки транспортних естакад тощо).

У чинних нормативних документах [1, 2] визначення несучої здатності, деформативності і тріщиностійкості позацентрово стиснутих залізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі рекомендується здійснювати з використанням дволінійних діаграм деформування матеріалів. Виконання таких розрахунків досить складне і без спеціальних комп'ютерних програм здійснити його неможливо навіть при однозначних статичних навантаженнях. Крім того, реалізація цього методу розрахунку ускладнюється ще й тим, що в нормах для позацентрово стиснутих елементів не визначено чітких залежностей



для форм рівноваги перерізу. Що стосується впливу малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами, то в нормах відсутні рекомендації щодо визначення зазначених параметрів для позацентрово стиснутих елементів. Використання експериментально-теоретичних досліджень дозволяє отримати залежності визначення несучої здатності з урахуванням норм. Отже, розроблення інженерної методології визначення несучої здатності напружено-деформованого стану роботи позацентрово стиснутих елементів за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами на основі положень чинної нормативної бази є актуальним.

### АНАЛІЗ ОСТАННІХ ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ДАНОЮ ПРОБЛЕМОЮ

Протягом усього періоду розвитку теорії розрахунків залізобетонних конструкцій багато вчених проводили дослідження з визначення напружено-деформованого стану, несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості позацентрово стиснутих елементів за різних видів і рівнів навантажень. Проте, кількість досліджень роботи позацентрово стиснутих елементів при складних видах навантажень обмежена, а дослідження за дії знакозмінних навантажень на позацентрово стиснуті елементи взагалі відсутні.

Аналіз публікацій, присвячених дослідженню роботи позацентрово стиснутих елементів [3-5] показав, що в них не враховано явище перерозподілу напружень у бетоні стиснутої зони, властиве таким елементам. Вимогами державних будівельних норм [1, 2] цей недолік усувається шляхом виконання розрахунків залізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі. До таких публікацій, дослідження яких ґрунтуються на використанні моделі за розрахунками позацентрово стиснутих елементів, слід віднести роботи [6-12], в яких наведені пропозиції щодо вдосконалення методів розрахунку зазначених елементів.

### ПОСТАНОВКА МЕТИ І ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕНЬ

У статті за мету ставиться розроблення розрахункової схеми і на основі експериментально-теоретичних досліджень от-

римання аналітичних залежностей для визначення напружено-деформованого стану, розрахунку несучої здатності та встановлення граничних деформацій бетону і арматури при руйнуванні в позацентрово стиснутих елементах за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами з використанням нелінійної деформаційної моделі.

### ВИКЛАД ОСНОВНОГО ТЕКСТУ

Для досягнення мети було випробувано 14 колон із різними режимами завантажень. Методологія проведення експериментальних досліджень і характеристика зразків аналогічні [13].

За результатами проведених експериментально-теоретичних досліджень розглядається гранична рівновага позацентрово стиснутого елемента (колоні) прямокутного профілю з симетричним армуванням за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами (рис. 1) із застосуванням передумов розрахунку, прийнятих у нормативних документах [1, 2].

Позацентрово стиснуті елементи за дії одно-разових статичних навантажень (рис. 2) мають розрахункові формули рівноваги такого вигляду:

$$\sum_{z-z} N = 0; N + N_s + N_c - N'_s = 0, \quad (1)$$

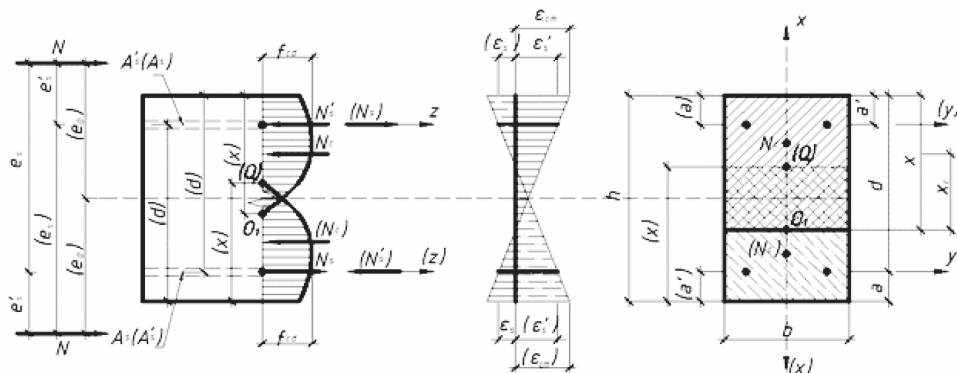


Рис. 1. Розрахункова схема позацентрово стиснутого залізобетонного елемента за дії знакозмінних навантажень при  $x < h$

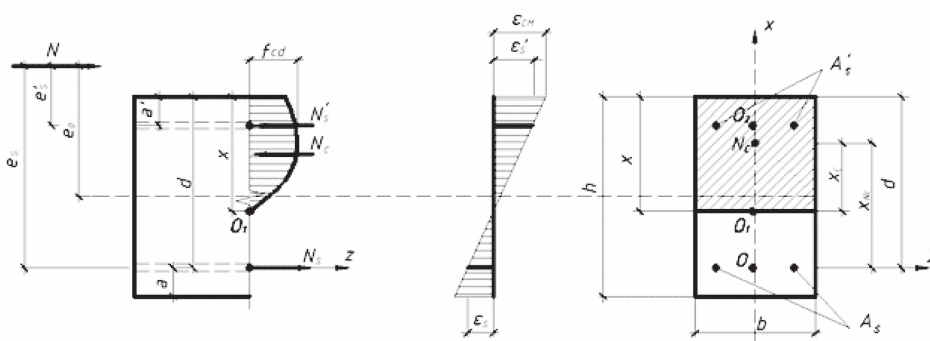


Рис. 2. Розрахункова схема позацентрово стиснутого елемента за дії одно-значного статичного навантаження



$$\sum M_0 = 0; N'_s (d - a'_s) + N_c \cdot x_{N_c} - N \cdot e_s = 0, \quad (2)$$

де:  $N'_s$  – зусилля в розтягнутій арматурі;  
 $N'_s$  – зусилля в стиснутій арматурі;  
 $N_c$  – зусилля в стиснутій зоні бетону;  
 $a'_s$  – відстань стиснутої арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;  
 $x_{N_c}$  – висота стиснутої зони бетону;  
 $d$  – робоча висота стиснутого перерізу;  
 $e_s$  – відстань розтягнутої арматури від зовнішнього зусилля.

Параметри, що входять до рівнянь (1) і (2), показані на рис. 2. Використовуючи рекомендації [1], зв'язок між напруженнями та деформаціями в стиснутій зоні бетону буде:

$$\sigma_A(\eta) = f_{cd} - \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (3)$$

де:  $f_{cd}$  – розрахункове значення міцності бетону на стиск, МПа;

$\eta = \varepsilon / \varepsilon_{cm}$  – змінні значення рівня деформацій бетону;

$k = \varepsilon_{cm} \varepsilon_c / f_{cd} = 1 \dots 4$  – пружно-пластичний коефіцієнт бетону.

Рівновага зусиль в стиснутій зоні бетону:

$$N_c = \int \sigma_A(x) dx, \quad (4)$$

де:  $\sigma_c$  – напруження в стиснутій зоні бетону.

Використовуючи ряд залежностей, визначених у роботі [6] з використанням гіпотези плоских перерізів, після ряду математичних операцій рівняння (4) набуде вигляду:

$$N_c = f_{cd} b X \omega, \quad (5)$$

де:  $b$  – ширина перерізу залізобетонного елемента;

$X$  – висота стиснутої зони бетону;

$\omega$  – коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутому бетоні.

За умови досягнення граничних значень напруженнями в стиснутій і розтягнутій арматурі висота стиснутої зони в граничному стані буде:

$$X = \frac{N_c}{f_{cd} b \omega} = \frac{N + f_{yd1} A'_s - f_{yd2} A_s}{f_{cd} b \omega}, \quad (6)$$

де:  $f_{yd1}$ ,  $f_{yd2}$  – розрахункове значення міцності стиснутої і розтягнутої арматури на границі текучості відповідно;

$A'_s$ ,  $A_s$  – площа стиснутої і розтягнутої арматури, відповідно.

Визначивши висоту стиснутої зони  $X$  із (6), знаходимо несучу здатність позацентровано стиснутого елемента за дії однозначного статичного навантаження.

$$M_{Ed} = N_{Ed} e_s = \sigma'_s A'_s (d - a'_s) + f_{cd} b X [d - 0,5X] \quad (7)$$

За дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами характер роботи позацентровано стиснутих елементів є подібним до роботи таких елементів за дії однозначних ста-

тичних навантажень, але розвиток деформацій бетону і арматури в стиснутій і розтягнутій зонах перерізу попеременно, буде суттєво відрізнятися за своїми величинами. Навіть при середніх рівнях малоциклових навантажень ( $\eta = 0,5-0,6$ ), як показали експериментальні дані, розрахункова міцність бетону на стиск  $f_{cd}$  знижується. Цей фактор зумовлений причинами зниження модуля пружності бетону  $E_{cd}$  за рахунок перерозподілу зусиль в його складових після первинних стиску і розтягу, виникнення власних структурних напружень при наступному розвантаженні і розвитком часткової незворотності деформацій повзучості бетону і його старіння. Також впливає утворення і розвиток поздовжніх і поперечних мікротріщин, які порушують цілісність тіла конструкції, знижуючи тим самим модуль пружності бетону та розрахункову міцність бетону на стиск.

Зменшення несучої здатності позацентровано стиснутих елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень відбувається за рахунок зниження розрахункової міцності бетону  $f_{cd}$ . У роботі [14] визначено на основі експериментально-теоретичних досліджень значення коефіцієнта умов роботи за дії малоциклових навантажень  $\gamma_{cyc}$  залежно від рівня навантажень  $\eta_{cyc}$ , який необхідно вводити до розрахункової міцності бетону на стиск:

$$\gamma_{cyc} = \frac{\varepsilon_c(l)}{\varepsilon_1} = 1 + 0,483\eta_{cyc} - 0,556\eta_{cyc}^2. \quad (8)$$

Із урахуванням відповідного коефіцієнта умов роботи бетону за дії малоциклових навантажень зі знакозмінними ексцентриситетами несучу здатність для позацентровано стиснутих елементів слід визначати за умовою:

$$M_{Ed} = N_{Ed} e_s = \sum_{i=1}^n \sigma'_{si} A'_{si} (d - a'_{si}) + f_{cd} \gamma_{cyc} b X [d - 0,5X], \quad (9)$$

де:  $\sigma'_{si}$  – напруження в арматурі  $i$ -го шару;

$A'_{si}$  – площа арматури в  $i$ -му шарі;

$a'_{si}$  – відстань стиснутої арматури від найбільш стиснутої грані  $i$ -го шару.

Для жорстких позацентровано стиснутих елементів визначення несучої здатності за дії зазначених навантажень за формулою (9) є кінцевим. Але в реальних будівлях значна кількість елементів (колони, стійки), що працюють на позацентровий стиск, мають значну гнучкість –  $\lambda = l_0/i$ . В результаті дії на гнучкий елемент поздовжньої сили і згинаючого моменту, в ньому виникають прогини, що збільшують згинальний момент і знижують його несучу здатність.

За вимогами будівельних норм [1, 2] гнучкість елемента відносять до впливів другого порядку і визначають за п.5.7 [1] та п. 6.2 [2]. У п.6.2.2.3 [2] представлено формули для визначення розрахункової довжини  $l_0$  залежно від характеру розкріплення елемента. Але використання цих формул на практиці практично неможливо через





те, що необхідно знати кут повороту закріплених кінців елемента. У чинних нормах [1, 2] не достатньо інформації для проектування реальних позациентрово стиснутих конструкцій, хоча ці норми аналогічні європейській моделі розрахунку залізобетону [15].

Проте норми [16] в залежності від типу будівлі, з (умовним) шарнірним закріпленням конструкцій чи з жорстким, дають можливість наближено визначити розрахункову довжину елемента (рис. 3).

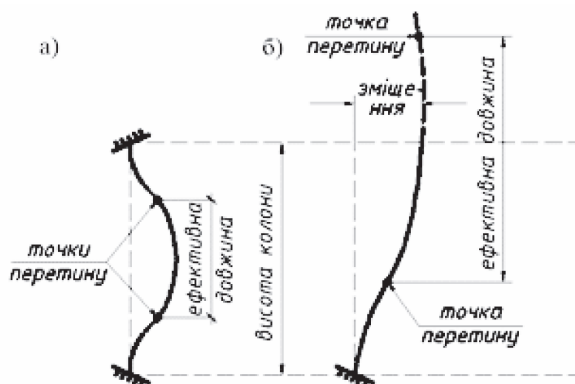


Рис. 3. Ефективні довжини колони, кінці якої не можуть (а) або можуть (б) зміщуватись

Для визначення типу будівлі в EC2 [15] наведено довідковий національний додаток «Annex D», який в нормах України відсутній. Крім того, в таблицях [16] наведено наближені значення коефіцієнта приведеної розрахункової довжини  $\mu$ , що залежить від умов закріплення кінців колони. Для значення коефіцієнта  $\mu$  наведено чотири граничні умови закріплення кінців колони за відповідними ознаками.

Пунктом 5.8.5 норм [15] передбачено узагальнений метод урахування впливу гнучкості, заснований на нелінійному розрахунку конструкцій, що враховує геометричну нелінійність і два наближених методи, а саме:

- врахування впливів другого порядку, що базується на номінальній жорсткості колони;
- метод номінальної кривизни.

Зазначені методи є досить складними і не дають чіткої уяви про роботу конструкції, тому найчастіше використовують метод номінальної кривизни за п.5.8.8 [15]. У цьому методі передбачено виконання оцінювання моменту першого порядку приблизно посередині розрахункової висоти елемента (рис. 4), де ефект другого порядку буде максимальним (найбільший прогин колони). В більшості випадків це буде відповідати приблизно середині реальної висоти колони.

У п.5.8.8 [15] визначено метод мінімальної кривизни. У збалансованому перерізі найбільша деформація в стиснутій зоні бетону складає  $\epsilon_{cu} = 350 \cdot 10^{-5}$ , а деформацію арматури визначають за формулою:

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s, \quad (10)$$

де:  $f_{yd}$  – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

$E_s$  – модуль пружності арматури.

Враховуючи це, кривизну елемента визначають за виразом:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{0,45dE_s}. \quad (11)$$

Кривизну при поздовжньому згині елемента визначають за формулою:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}, \quad (12)$$

де:  $K_r$  – кореляційний коефіцієнт, який залежить від величини поздовжньої сили і визначається за виразом:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1, \quad (13)$$

де:  $n_u = 1 + \omega$ ,  $\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$ ,  $n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ ,  $n_{bal} = 0,4$ .

Якщо площа арматури  $A_s$  невідома, то її задають, виходячи з мінімального відсотку армування  $\rho_{min}$ .

$K_\varphi$  – коефіцієнт, який враховує збільшення кривизни внаслідок розвитку деформацій повзучості:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1, \quad (14)$$

де:  $\beta = 0,35 + \varphi_{ct} / 200 - \lambda / 150$ ,  $\varphi_{ef}$  – приведений коефіцієнт повзучості, який визначають за п.6.4.1 [2].

Тоді ексцентриситет другого порядку визначають як:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}, \quad (15)$$

де:  $c$  – множник, який залежить від форми кривизни елемента. При зміні кривизни за синусоїдальним законом, множник  $c \approx n^2 \approx 10$ .

Враховуючи це, розрахунковий момент у колоні з урахуванням другого порядку визначають за виразом:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, M_2 = N_{Ed} \cdot e_2, \quad (16)$$

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0,$$

при цьому  $M_{Ed} > M_{02}$ .

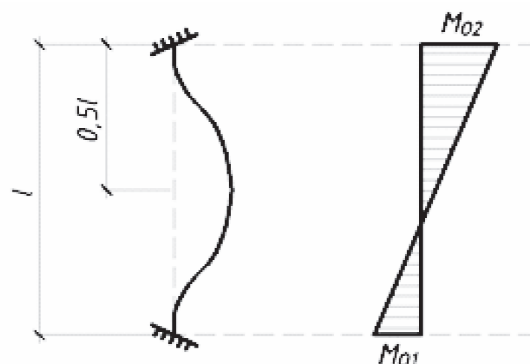


Рис. 4. Деформативність та згинальні моменти в розкріпленій колоні



Таким чином, гнучкість елемента впливає на несучу здатність позациентрово стиснутих елементів, знижуючи її при  $\lambda > \lambda_{min}$ .

Отже, зовнішні зусилля при визначенні несучої здатності за формулою (9) будуть:

$$M_{Ed} = N_{Ed} (e_s + e_2). \quad (17)$$

## ВИСНОВКИ

Проведені на основі експериментальних даних теоретичні дослідження дають можливість за встановленими залежностями визначати несучу здатність позациентрово стиснутих елементів за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами з урахуванням впливів другого порядку.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

- 1 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. - [Чинні від 2011-06-01]. - Київ: ДП "Укрархбудінформ", 2011. - 97 с. - (Державні буд. норми України).
- 2 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. - [Чинний від 2011-06-01]. - Київ: ДП "Укрархбудінформ", 2011. - 118 с. - (Державний стандарт України).
- 3 Байков В.Н. Определение предельного состояния внецентренного сжатия по неупругим зависимостям напряжение-деформация бетона и арматуры / Байков В.Н., Горбатов С.В. // Бетон и железобетон. - 1985. - № 6. - С. 13-14.
- 4 Прохоров С.В. К расчету внецентренно сжатых железобетонных элементов / С.В. Прохоров // Вопрос прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона: Сб. науч. ст. - Ростов-на-Дону: Рост. инж.-строит. ин-т, 1983. - С. 32-33.
- 5 Щелкунов В.Г. Розрахунок міцності позациентрово-стиснутих залізобетонних елементів і пошук варіантів мінімальної вартості: навчальний посіб. / В.Г. Щелкунов. - Київ: НОК ВО, 1992. - 87 с.
- 6 Павліков А.М. Застосування нелінійної деформаційної моделі в розрахунках міцності позациентрово стиснутих залізобетонних елементів при плоскому та косому деформуванні / А.М. Павліков, О.В. Бойко, Д.Ф. Федоров // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наукових пр. - Рівне: НУВГП, 2011. - Вип. 22. - С. 444-451.
- 7 Павліков А.М. Перевірка міцності позациентрово стиснутих залізобетонних елементів

- на основі дволінійних діаграм стану бетону і арматури / А.М. Павліков, О.В. Гарькава // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наукових пр. - Рівне: НУВГП, 2013. - Вип. 25. - С. 370-376.
- 8 Павліков А.М. Розрахунок за міцністю стиснутих залізобетонних елементів з використанням деформаційної моделі / А.М. Павліков, Д.Ф. Федоров, Д.К. Баляницький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наукових пр. - Рівне: НУВГП, 2014. - Вип. 29. - С. 299-304.
  - 9 Бамбура А.М. Несуча здатність залізобетонних елементів кільцевого перерізу за деформаційною моделлю / А.М. Бамбура, О.В. Дорогова // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний зб. - Київ: ДП НДІБК, 2011. - Вип. 74, книга 1. - С. 180-188.
  - 10 Павліков А.М. Розрахунок несучої здатності колон при їх косому деформуванні у складі безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель / А.М. Павліков, О.В. Гарькава // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наукових пр. - Рівне: НУВГП, 2016. - Вип. 33. - С. 191-199.
  - 11 Шкурупій О.А. Вплив форми перерізу на граничні характеристики стиснутої зони бетону позациентрово стиснутих залізобетонних елементів / О.А. Шкурупій, Д.М. Лазарєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наукових пр. - Рівне: НУВГП, 2007. - Вип. 15. - С. 286-297.
  - 12 Митрофанов В.П. О влиянии формы нормального сечения на предельную деформацию бетона сжатой зоны / В.П. Митрофанов, Д.Н. Лазарев, О.А. Шкурупий, Б.П. Митрофанов // Зб. наукових пр., сер. «Галузеве машинобудування, буд-во». - Полтава: ПолтНТУ, 2005. - Вип. 15. - С. 89-94.
  - 13 Алексієв І.І. Несуча здатність, деформативність та тріщинотійкість позациентрово стиснутих залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Алексієв Іван Іванович. - Рівне, 2014. - 141 с.
  - 14 Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наукових пр. - Рівне: НУВГП, 2003. - Вип. 9. - С. 116-123.
  - 15 European Committee for Standardization. pr EN 1992-1-1:2003. Eurocode 2, Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, Belgium, December, 2003. - 230 p.



16 Designers' guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures general rules and rules for buildings and structural fire design. A.W. Beeby and R.S. Narayanan. Thomas Telford Ltd, London, 2009. - 230 p.

## REFERENCES

- 1 Konstruktsiyi budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsiyi. Osnovni polozhennya: DBN V.2.6-98:2009. - [Chynnyi vid 2011-06-01]. - Kyiv: DP "Ukrarkhbudinform", 2011. - 97 p. - (Derzhavni bud. normy Ukrayiny).
- 2 Konstruktsiyi budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsiyi z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannya: DSTU B V.2.6-156:2010. - [Chynnyi vid 2011-06-01]. - Kyiv: DP "Ukrarkhbudinform", 2011. - 118 p. - (Natsionalnyi standart of Ukraine).
- 3 Baykov V.N. Opredelenye predel'noho sostoyannya vnetsentrennoho szhatyya po neupruhym zavysymostyam napryazhenyya-deformatsyya betona y armatury / Baykov V.N., Horbatov S.V. // Beton y zhelezobeton. - 1985. - № 6. - P. 13-14.
- 4 Prohorov S.V. Kraschetu vnetsentrennoszhatyih zhelezobetonnyih elementov / S.V. Prohorov // Voprosy prochnosti, treschinostoykosti i deformativnosti zhelezobeta: sb. nauch. st. - Rostov-na-Donu: Rost. inzh.-stroit. in-t, 1983. - P. 32 - 33.
- 5 Schelkunov V.G. Rozrahunok mitsnosti pozatsentrovostisnutih zalizobetonnyih elementiv i poshuk variantiv minimalnoyi vartosti: navchal'nyy posib. / V.G. Schelkunov. - Kyiv: NOK VO, 1992. - 87 p.
- 6 Pavlikov A.M. Zastosuvannya neliniynoyi deformatsiynoyi modeli v rozrahunkah mitsnosti pozatsentrovostisnutih zalizobetonnyih elementiv pri ploskomu ta kosomu deformuvanni / A.M. Pavlikov, O.V. Boyko, D.F. Fedorov // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudi: Zb. naukovykh pr. - Rivne: NUVGP, 2011. - Vip. 22. - P. 444 - 451.
- 7 Pavlikov A.M. Perevirka mitsnosti pozatsentrovostisnutih zalizobetonnyih elementiv na osnovi dvoliniynih diagram stanu betonu i armaturi / A.M. Pavlikov, O.V. Garkava // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudi: Zb. naukovykh pr. - Rivne: NUVGP, 2013. - Vip. 25. - P. 370 - 376.
- 8 Pavlikov A.M. Rozrahunok za mitsnistyustisnutih zalizobetonnyih elementiv z vikoristannyam deformatsiynoyi modeli / A.M. Pavlikov, D.F. Fedorov, D.K. Balyasnitskiy // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudi: Zb. Naukovykh pr. - Rivne: NUVGP, 2014. - Vip. 29. - P. 299 - 304.
- 9 Bambura A.M. Nesucha zdatnist zalizobetonnyih elementiv kiltsevogo pererizu za deformatsiynoyu modellyu / A.M. Bambura, O.V. Dorogova // Budivelni konstruktsiyi: mizhvidomchiy nauko-tekhnichnyy zb. - Kyiv: DP NDIBK, 2011. - Vip. 74, kniga 1. - P. 180 - 188.
- 10 Pavlikov A.M. Rozrahunok nesuchoyi zdatnosti kolon pri yih kosomu deformuvanni u skladi bezkapitelno-bezkonsolno-bezbalkovoyi konstruktivnoyi sistemi budivel / A.M. Pavlikov, O.V. Garkava // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudi: Zb. naukovykh. pr. - Rivne: NUVGP, 2016. - Vip. 33. - P. 191 - 199.
- 11 Shkurupiy O.A. Vpliv formi pererizu na granichni harakteristiki stisnutoyi zoni betonu pozatsentrovostisnutih zalizobetonnyih elementiv / O.A. Shkurupiy, D.M. Lazarev // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudi: Zb. naukovykh pr. - Rivne: NUVGP, 2007. - Vip. 15. - P. 286 - 297.
- 12 Mitrofanov V.P. O vliyanii formy normalnogo secheniya na predelnuyu deformatsiyu betona szhatoy zony / V.P. Mitrofanov, D.N. Lazarev, O.A. Shkurupiy, B.P. Mitrofanov // Zb. naukovykh. pr. seriya «Galuzeve mashinobuduvannya, budivnitstvo». - Poltava: PoltNTU, 2005. - Vip. 15. - P. 89 - 94.
- 13 Aleksievets I.I. Nesucha zdatnist, deformativnist ta trischinostiystozatsentrovostisnutih zalizobetonnyih elementiv pri diyi malotsiklovih znakovmInnih navantazhen. Disertatsiya na zdobuttya nauk. stupenya k.t.n.: 05.23.01.- Rivne: NUVGP, 2014. - 141 p.
- 14 Babich E.M. Mitsnist i deformativnist vazhkogo betonu pri malotsiklovomu stisnenni / E.M. Babich, N.I. Ilchuk // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudi: Zb. naukovykh pr. - Rivne: NUVGP, 2003. - Vip. 9. - P. 116 - 123.
- 15 European Committee for Standardization. pr EN 1992-1-1:2003. Eurocode 2, Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, Belgium, December, 2003. - 230 p.
- 16 Designers' guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures general rules and rules for buildings and structural fire design. A.W. Beeby and R.S. Narayanan. Thomas Telford Ltd, London: 2009. - 230 p.

Стаття надійшла до редакції 15.08.2017.





УДК 624.012.4:539.422.2



**ДОВЖЕНКО О.О.**

Канд. технічних наук, доц.,  
Полтавський національний  
технічний університет імені Юрія  
Кондратюка, м. Полтава, Україна,  
e-mail: o.o.dovzhenko@gmail.com,  
тел. +38 (053) 222-98-75,  
ORCID: 0000-0002-2266-2588



**ПОГРІБНИЙ В.В.**

Канд. технічних наук,  
ст. науковий співробітник,  
Полтавський національний  
технічний університет імені  
Юрія Кондратюка, м. Полтава,  
Україна,  
e-mail: V.V.Pohribnyi@gmail.com  
тел. +38 (053) 222-98-7,  
ORCID: 0000-0001-7531-2912



**ЮРКО І.А.**

Канд. технічних наук,  
Полтавський національний  
технічний університет імені Юрія  
Кондратюка, м. Полтава, Україна,  
e-mail: ilona.yurko@gmail.com,  
тел. +38 (066) 934-52-70,  
ORCID: 0000-0003-3758-206X

## ЗРІЗ ЯК ФОРМА РУЙНУВАННЯ БЕТОНУ

### АНОТАЦІЯ

Викладено результати експериментальних досліджень зрізу як форми руйнування бетону. Наведено розподіл напружень і деформацій у зоні руйнування бетонних зразків, запропонованих О.О. Гвоздевим та Є. Мершем для вивчення явища зрізу, клинів, які моделюють стиснуту зону бетону над небезпечною похилою тріщиною згинальних елементів, окремих шпонок та шпоноківих з'єднань, бетонних призм при осьовому стиску. Встановлено фактори, що впливають на міцність. Систематизовано ознаки зрізової форми руйнування, наведено межі та умови її реалізації, обґрунтовано перспективність застосування теорії пластичності для розрахунку міцності при зрізі.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** міцність, зрізова форма руйнування, умова реалізації, розподіл деформації, фактор впливу.

### СРЕЗ КАК ФОРМА РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА

**ДОВЖЕНКО О.А.** Канд. технических наук, доц., Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: o.o.dovzhenko@gmail.com, тел. +38 (053) 222-98-75, ORCID: 0000-0002-2266-2588

**ПОГРЕБНОЙ В.В.** Канд. технических наук, ст. научный сотрудник, Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: V.V.Pohribnyi@gmail.com, тел. +38 (053) 222-98-75, ORCID: 0000-0001-7531-2912

**ЮРКО И.А.** Канд. технических наук, Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: ilona.yurko@gmail.com, тел. +38 (066) 934-52-70, ORCID: 0000-0003-3758-206X

### АННОТАЦИЯ

Изложены результаты экспериментальных исследований среза как формы разрушения бетона. Приведено распределение напряжений и деформаций в зоне разрушения бетонных образцов, предложенных А.А. Гвоздевим и Э. Мершем для изучения явления среза, усеченных клиньев, моделирующих сжатую зону бетона над опасной наклонной трещиной изгибаемых элементов, отдельных шпонок и шпоночных соединений, бетонных призм при осевом сжатии. Установлены факторы, влияющие на прочность при срезе. Систематизированы признаки срезовой формы разрушения, приведены условия и границы ее реализации, обоснована перспективность использования теории пластичности для расчета прочности при срезе.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** прочность, срезовая форма разрушения, условие реализации, распределение деформаций, фактор влияния.

### SHEAR AS A FORM OF CONCRETE DESTRUCTION

**DOVZHENKO O.O.** PhD, Ass. Prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: o.o.dovzhenko@gmail.com, tel. +38 (053) 222-98-75, ORCID: 0000-0002-2266-2588.



**POHRIBNYI V.V.** PhD, Sen. Empl., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: V.V.Pohribnyi@gmail.com, tel. +38 (053) 222-98-75,

ORCID: 0000-0001-7531-2912.

**YURKO I.A.** Engineer, PhD, Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: ilona.yurko@gmail.com, tel. +38 (066) 934-52-70,

ORCID: 0000-0003-3758-206X.

## ABSTRACT

The results of experimental studies of shear as a form of concrete destruction are presented. The distribution of stresses and deformations in the area of destruction of concrete samples proposed by O.O. Gvozdiev and E. Mersh, cut wedges, which are modeling the compressed area of concrete flexural elements over a dangerous inclined crack, individual keys and key joints, concrete prisms with axial compression is presented. The incompatibility of the phenomenon of "pure shear" as an individual case of plane stress condition and the form of destruction of a concrete element is substantiated, which excludes the possibility of applying the principle of "super positions" and determines the necessity to investigate various cases of the shear implementation. The factors that influence the strength of concrete elements with different geometric parameters of samples and load transmission schemes are determined. Thus, in case of a moment load scheme, the strength of an element depends on the ratio of length (depth) to the height of the console part, which determines the ratio of the bending moment to the transverse force volumes. The signs of the shear form of destruction are systematized; the conditions for its implementation are presented. A typical outline of the surface destruction at a shear in the form of a broken line in the presence of a tensile zone is established and changes of its parameters depending on the level of elements compression are fixed. Immediately prior to the destruction and at the stage of destruction, the localization of intense deformation in compressed zones in thin layers near the slip plane was detected, while the adjacent areas of the element remain slightly deformed. It is experimentally observed that for heterogeneous states at a shear the level of stress in the compressed zone is ahead of level in the tensile zone. The destructions occur in avalanche-like type along the whole cross-section, when the stresses reach limit values on the entire surface of the destruction, which is different from the detachable form. The boundaries of shear forms of concrete destruction are established. The perspectives of application of the theory of concrete plasticity for evaluation of the strength at the shear are indicated. The considered issues allow creating effective constructive decisions of the joints of elements of modern cast-in-place and precast construction.

**KEY WORDS:** strength, shear form of destruction, condition of implementation, distribution of deformations, factor of influence.

## ВСТУП

Бетон та залізобетон завдяки своїм перевагам широко затребуваний будівельний матеріал. У практиці будівництва розповсюджені бетонні та залізобетонні елементи, котрі працюють на сприйняття зусиль зрізу. Одним із основних напрямків створення ефективних конструктивних рішень є вдосконалення методів розрахунків несучої здатності на основі поглибленого вивчення явища зрізу бетону, встановлення меж його реалізації та врахування повної кількості характеристичних факторів впливу. Знання поведінки бетону при домінуванні дотичних напружень дозволить розв'язати питання забезпечення сумісної роботи елементів сучасних збірно-монолітних конструктивних систем за рахунок підвищення несучої здатності та надійності їх з'єднань.

## АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДЖЕРЕЛ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

На деформаційні властивості бетону в стадії руйнування суттєво впливає напружений стан елементів, а саме знак (стиск, розтяг) та величина гідростатичного тиску [1]. В свою чергу, залежно від інтенсивності деформації та розмірів областей її локалізації, поведінка бетону набуває рис, характерних як для крихких та псевдопластичних матеріалів, так і для квазіпластичних та навіть пластичних. При цьому руйнування відбувається за трьома формами: шляхом відриву, зрізу та роздроблення. Поводження бетону при відриві та роздробленні має однозначне описання та трактування. Стосовно зрізової форми руйнування у дослідників немає єдиної точки зору. Так, лавиноподібний зовні крихкий характер руйнування супроводжується досить інтенсивною деформацією в найбільш напружених зонах.

Останнім часом вивченню явища зрізу в бетоні присвячено низку наукових праць [1–7]. Поряд із зовнішніми проявами порушення цілісності тіла особливе значення має розподіл деформацій у зоні зрізу. При цьому слід відмітити, що зріз, який характеризується переміщенням однієї частини елемента відносно іншої вздовж поверхні руйнування, можливий лише за наявності на поверхні ковзання інтенсивної деформації [8]. В інших випадках відбувається відрив або роздроблення бетону. Між тим, візуально відрізнити зріз від відриву та роздроблення, а також встановити домінування дотичних напружень часом досить важко. Зрізова форма руйнування різноманітна, реалізується в згинальних та стиснутих елементах, при місцевій дії навантаження, за однорідних і неоднорідних (за наявністю зони розтягу) напружених станів, у елементах з різними геометричними формами та схемами передачі навантаження. Це вносить певні труднощі при виборі теоретичної основи, створенні та вдосконаленні методів розрахунку елементів на зріз.



Виходячи з наведеного вище, встановлення області реалізації зрізу як форми руйнування бетону та оцінювання перспективності застосування теорій механіки деформованого твердого тіла, котрі найбільш точно описують поведінку всього різноманіття бетонних та залізобетонних елементів, є актуальним завданням.

### ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

За результатами експериментальних досліджень систематизувати ознаки зрізової форми руйнування бетону, встановити рівень та розподіл деформацій у зоні руйнування, послідовність досягнення напружень граничних значень при неоднорідних напружених станах, межі та умови реалізації зрізу, обґрунтувати застосування теорії пластичності для розрахунку міцності бетонних та залізобетонних елементів при зрізі.

### ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

Як показують результати експериментальних досліджень [2, 5, 9, 10] зріз у бетоні реалізується на досить широкому інтервалі напружених станів і за значенням гідростатичного стиску, який визначає міру крихкості або пластичності матеріалу, займає проміжне місце між відривом та роздробленням. Міцність залізобетонного елемента при відриві залежить від коефіцієнта армування й опору арматури розтягу. Ефективне армування елементів дозволяє уникнути руйнування від відриву бетону. Міцність елемента при роздробленні визначається опором бетону, що працює в умовах нерівномірного стискування. Непряме армування підвищує міцність за рахунок створення обтиснення. При зрізі міцність залежить від опору як розтягнутої, так і стиснутої зон елемента, а також за наявності арматури від її впливу. Слід зазначити, що міцність різних елементів змінюється при збільшенні або зменшенні ступеня обтиснення (інтенсивності армування) неоднаково. Зазначене обумовлює необхідність подальшого вивчення явища зрізу в бетоні. Спроби встановити характеристику міцності бетону при «чистому зрізі» із подальшим застосуванням принципу «суперпозицій», накладаючи вплив бокового стиску та розтягу, не дали позитивного результату. Знайти зразок, в якому «чистий зріз» як окремий випадок напруженого стану та форма руйнування суміщаються, не вдалося. Так, при напруженому стані «чистий зріз» (рис. 1) зразки руйнуються шляхом відриву, а при зрізовій формі на поверхні руйнування діють дотичні та нормальні напруження.

Зразки, запропоновані О.О. Гвоздєвим (рис. 2а), випробовували за безмоментною схемою. Для передачі навантаження у площині зрізу в нижній та верхній частинах зразка влаштовували консолі. Поверхня руйнування мала вигляд ломаної, котра проходить біля площини зрізу, перетинає її посередині висоти зразка та співпадає з напрямком головних стискувальних напружень. Форма поверхні руйнування зворотно симетрична відносно горизонтальної осі,

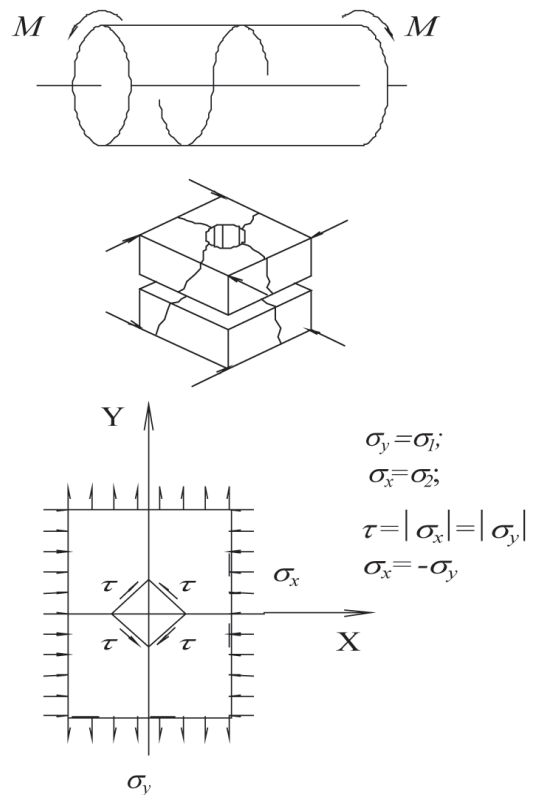


Рис. 1. Зразки, в яких реалізується напружений стан «чистий зріз»

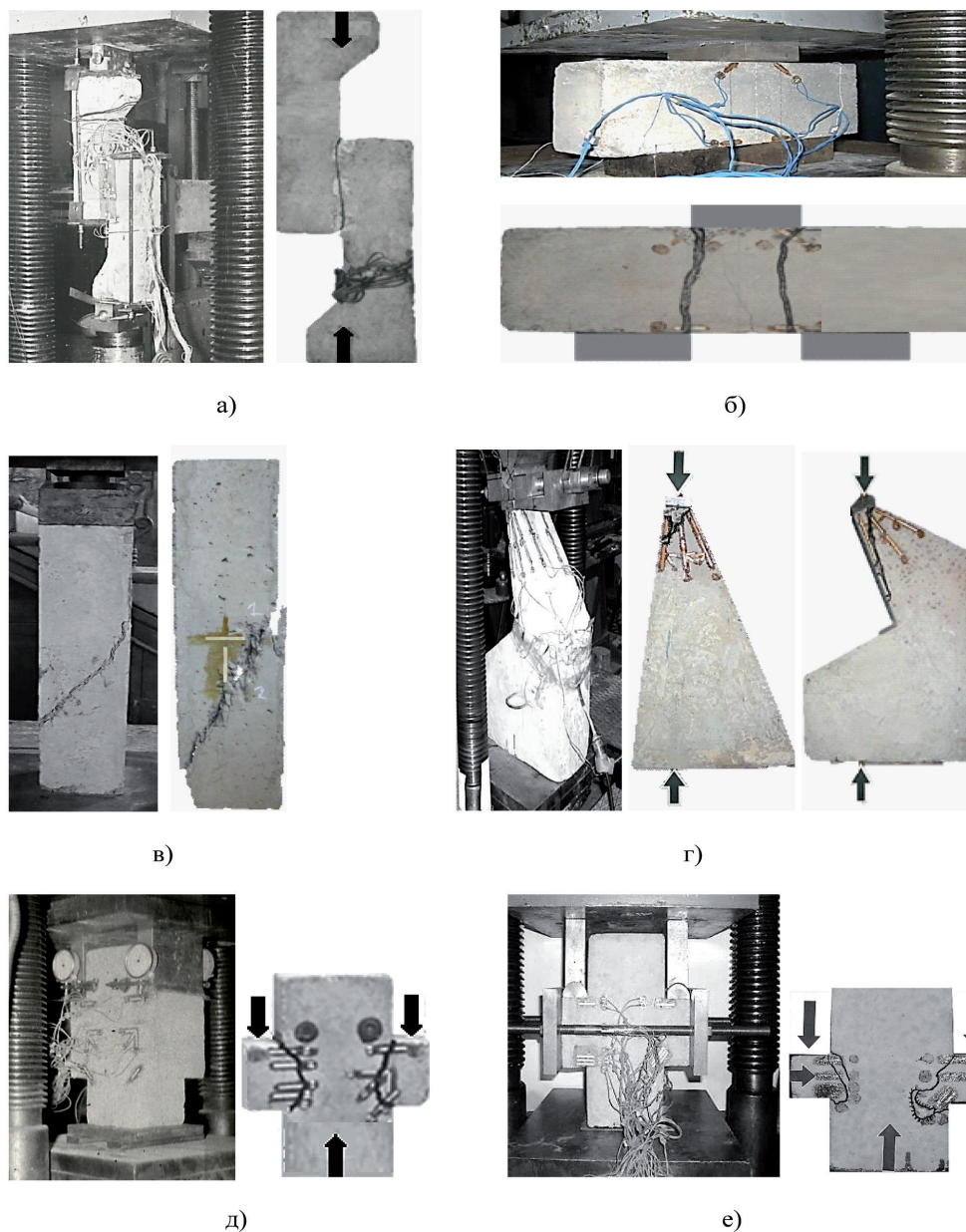
що проходить через центр ваги зразка. Біля вхідних кутів, які визначають площадку зсуву, розташовані зони стиску з розмірами 1/7,5 – 1/15 її висоти. Між ними знаходиться зона розтягу. Співвідношення довжини ділянки стиску та ділянки розтягу залежить від відношення характеристик міцності бетону на розтяг та стиск  $f_{ct}/f_c$ . Кути нахилу ділянок стиску та розтягу до вертикалі складають відповідно 30–40° та 5–10°. Руйнування відбувається за цілим перерізом лавиноподібно зовні крихко шляхом взаємного переміщення малодеформованих зон у напрямку, котрий має горизонтальну та вертикальну складові. Про це свідчить обрис поверхні руйнування.

Зафіксований за допомогою датчиків опору розподіл деформацій бетону стиску та розтягу на ділянках поверхні руйнування рівномірний. Деформації в зонах стиску досягають значень 1,8–2,3‰, у зоні розтягу 0,2–0,25‰ при класі бетону за міцністю С20/25. Інтенсивність деформації з наближенням до поверхні руйнування зростає, на що вказує аналіз показників тензорезисторів з базою 50 мм та 10 мм. Установлено локалізацію пластичної деформації в областях стиску.

Рівень деформацій та напружень у стиснутих зонах у процесі навантаження перевищує відповідний рівень у зоні розтягу. Напруження набувають граничних значень одночасно на всій поверхні руйнування. Міцність зразків визначають характеристики опору бетону  $f_c$  та  $f_{ct}$ . При  $f_c = 10,9$  МПа і  $f_{ct} = 1,12$  МПа опір бетону зрізу складає  $f_{sh} = 2,38$  МПа [9].

Зразки, запропоновані Є. Мершем (рис. 2б), також руйнуються раптово зовні крихко. На відміну





**Рис. 2.** Зразки, в яких реалізується зрізова форма руйнування бетону: зразки О.О. Гвоздева (а); зразки Є. Мерша (б); призми (в); зрізані клини (г), завантажені на вершині дотичною та нормальною стискувальною силами; шпонки бетонні без обтиснення (д); шпонки бетонні обтиснуті (е)

від зразків О.О. Гвоздева вони мають дві площини зрізу. Біля кожної з них у верхній частині зразка під зовнішньою гранню опорної площадки (навантаження подавалося знизу) розташована зона стиску. Вона має розміри  $1/10 - 1/5$  висоти зразка.

Розтягнута ділянка поверхні руйнування проходить від нижньої грані зразка до зони стиску, що обумовлено моментною схемою завантаження. Вершина ламаної поверхні руйнування зміщена від вертикальної площини зрізу до середини зразка. Кути нахилу ділянок стиску та розтягу до вертикалі складають відповідно  $25-40^\circ$  та  $4,5-10^\circ$ .

Розподіл деформацій та напружень і співвідношення їх рівня в зонах аналогічні розтягу та стиску зазначеним для зразків О.О. Гвоздева. Значення деформації стиску в стадії руйнування для бето-

ну класу С20/25 при відношенні довжини площадки навантаження до висоти зразка  $l/h = 1/2$  складають  $2,3 - 2,9\%$ , що на 25% більше, ніж зазначені вище.

На міцність зразків Є. Мерша, крім характеристик  $f_{ct}$  і  $f_c$ , також впливає відношення  $l/h$ . Зі збільшенням  $l/h$  величина граничного навантаження та інтенсивність деформації зменшуються, а зріз переходить у відрив. Зрізова форма руйнування реалізується за умови  $l/h \leq 1$ . При  $f_c = 23,25$  МПа і  $f_{ct} = 2,28$  МПа опір бетону зрізу складає: за умови  $l/h = 1/2 - f_{sh} = 6,1$  МПа,  $l/h = 2/3 - f_{sh} = 5$  МПа і  $l/h = 1 - f_{sh} = 3,6$  МПа [9].

Зріз також має місце і при одноосному стисканні бетонних призм. Поверхня руйнування нахилена під кутом  $30 - 40^\circ$  до вертикалі (рис. 2 в) та варіює своє положення за висотою. Характер руйнування зовні



лавиноподібний. Пластичні деформації локалізуються на поверхні зсуву. При проходженні поверхні руйнування через тензорезистори інтенсивність зафіксованої ними деформації зростає. При цьому слід зазначити, що зрізова форма руйнування реалізується в призмах на всьому інтервалі класів бетону, в тому числі для високоміцних бетонів [10], пластичні властивості яких знижені.

Зрізані бетонні клини завантажувалися по верхній грані за допомогою спеціального пристрою, який розкладає вертикальну силу на дотичну  $T$  та нормальну  $N$  складові (рис. 2г), що моделює роботу стиснутої зони бетону над небезпечною похилою тріщиною. Дотичні напруження направлялися як від прямого кута, так і до нього.

Міцність клинів залежить від напрямку  $T$  та відношення  $T/N$ : при напрямку  $T$  до прямого кута зі збільшенням  $T/N$  вона зменшується, при зворотному напрямку у випадку I (руйнування біля прямого кута) збільшується, а у випадку II (руйнування біля тупого кута) знижується. Кут клина не впливає на величину граничного навантаження при випадку I та підвищує її при випадку II. Зовнішній прояв явища зрізу та розподіл деформацій у клинах подібний до такого, що спостерігається в призмах. Зрізова форма руйнування при випадку II обмежується умовою  $\arctg T/N = \beta \leq \alpha + 5^\circ$ . За характеристик міцності бетону  $f_c = 24,8$  МПа і  $f_{ct} = 1,96$  МПа у I випадку руйнування опір клинів збільшується від  $f_u = 14,4$  МПа при куті  $\beta = -30^\circ$  (напрямок  $T$  до прямого кута клина) до  $f_u = 33,2$  МПа при куті  $\beta = 5^\circ$  (напрямок  $T$  від прямого кута). При II випадку руйнування опір клинів з кутом  $\alpha = 30^\circ$  зменшується від  $f_u = 29,5$  МПа при куті  $\beta = 20^\circ$  до  $f_u = 22,1$  МПа при куті  $\beta = 30^\circ$  [9].

Шпонкові з'єднання, як такі, що мають підвищену несучу здатність на зріз, представляють суттєвий практичний інтерес. Дані щодо геометричних параметрів, характеристик міцності та величини граничного навантаження окремих шпонок та шпонкових з'єднань надані в табл. 1.

Характер руйнування окремих бетонних шпонок (рис. 2д), розподіл деформацій та напружень і фактори впливу міцності аналогічні наведеним для зразків Є. Мерша, але інтенсивність деформацій бетону стиску та міцність шпонок при однакових відношеннях  $l/h = l_k/h_k$  (де  $l_k$  та  $h_k$  – відповідно глибина та висота шпонки) на 15 – 20% нижчі. Шпонки мають максимальну несучу здатність при відношенні  $l_k/h_k = 0,25$ . Зріз також реалізується при збільшенні  $l_k/h_k$  до 0,5, а потім відбувається крихке руйнування шляхом відриву з різким зни-

женням величини граничного навантаження й інтенсивності деформації.

При обтисненні шпонок вершина ломаної поверхні руйнування віддаляється від вертикальної площини зрізу (рис. 2е). Стиснута зона біля нижнього вхідного кута шпонок та нахил ділянки розтягу поверхні руйнування збільшуються. Пластична складова деформацій бетону в зоні стиску зростає. Область реалізації зрізової форми руйнування розширюється до  $l_k/h_k = 1$ . Обтиснення підвищує міцність шпонок. При рівні обтиснення  $\sigma/f_c = 0,4$  міцність втричі збільшується.

Розглянемо армовані з'єднання (рис. 3).

Вони руйнуються як біля площини зсуву (рис. 3 а), аналогічно окремим шпонкам, так і за швом (рис. 3б). При руйнуванні за шпонками реалізація зрізу аналогічна описаній вище для зразків Є. Мерша, а при руйнуванні за швом – для зразків О.О. Гвоздева.

Зріз за похилим перерізом реалізується до величини відношення ширини шву  $t$  до висоти шпонки  $t/h_k = 1$ .

На міцність армованих шпонкових з'єднань, крім зазначених вище факторів, впливає інтенсивність армування та відношення ширини шва до висоти шпонки. Армування аналогічно обтисненню підвищує несучу здатність, а збільшення відношення  $t/h_k$  її зменшує.

Аналіз зрізу як форми руйнування бетону дозволив класифікувати ознаки її реалізації (табл. 2). При цьому слід відмітити відповідність результатів експериментів передумовам застосування теорії пластичності [11], що обґрунтовує перспективність розроблення на її основі методології розрахунку несучої здатності бетонних та залізобетонних елементів, що працюють на сприйняття зусиль зрізу, з використанням екстремального критерію оцінювання граничного навантаження [12].

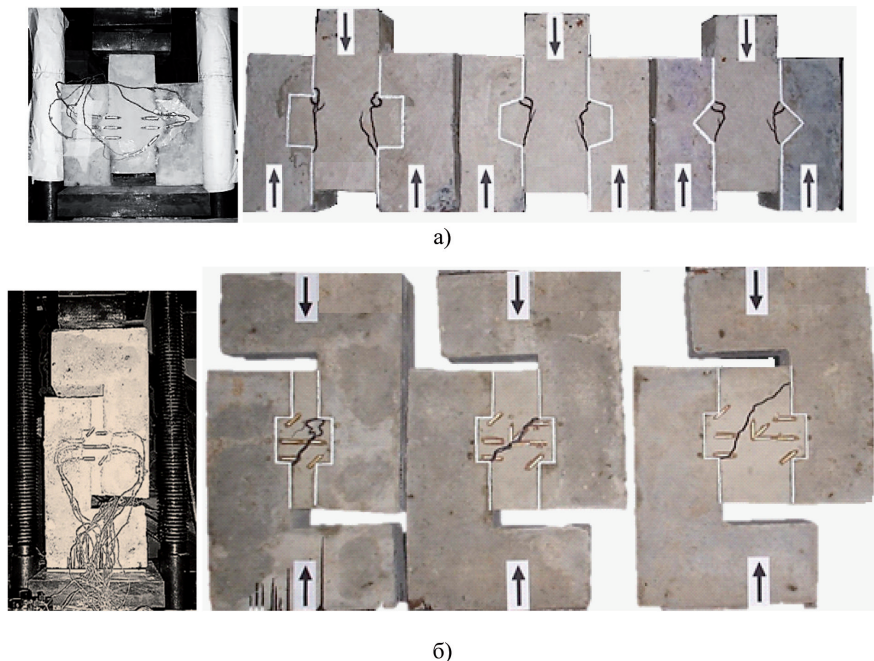


Рис. 3. Армовані шпонкові з'єднання: при руйнуванні за шпонками (а); при руйнуванні за швом (б)



Таблиця 1. Параметри дослідних зразків окремих шпонок та шпонкових з'єднань

Шифр зразків	Розміри шпонок, мм			Кут нахилу грані, $\psi,^\circ$	Міцність бетону, МПа		Рівень обтиснення $\sigma$ , МПа	Поперечне армування		Ширина стипки, t, мм	Руйнівне навантаження $V_u$ , кН
	$h_k$	$b_k^*$	$l_k$		$f_c$	$f_{ct}$		кількість, $\varnothing$ , мм	$f_{yw}$ , МПа		
Ш-0,1-П-В	500										309
Ш-0,2-П-В	250										252
Ш-0,3-П-В	167										227
Ш-0,4-П-В	125										155
Ш-0,5-П-В	100										107
Ш-0,6-П-В	83										72
ШО-0,3-П-В-0,04	148	152						1,01			235
ШО-0,4-П-В-0,09	125	150						2,03			280
ШО-0,4-П-В-0,14	126	149						3,04			325
ШО-0,5-П-В-0,18								4,05			265
ШО-0,5-П-В-0,32	100	150						7,09			325
ШО-0,6-П-В-0,09	84	150						2,03			150
ШО-0,6-П-В-0,18	82	148						4,05			225
ШО-0,6-П-В-0,32	85	151						7,09			265
ШО-0,7-П-В-0,21	71	152	50	-	22,5	2,25		4,76	-	-	136
ШО-0,7-П-В-0,34	70	147						7,65			156
ШО-0,8-П-В-0,42	63	145						9,55			132
ШО-0,9-П-В-0,2		151						4,58			104
ШО-0,9-П-В-0,28	60	148						6,18			108
ШО-0,9-П-В-0,4	55	158						8,94			125
ШО-1,0-П-В-0,29	51	153						6,47			90
ШО-1,0-П-В-0,3	54	154						6,64			92
ШО-1,0-П-В-0,35	52	150						7,79			95
ШО-0,8-П-Л-0,34	61	147						7,96			130
ШО-0,8-П-Л-0,35	65	150			23,4	2,3		8,19			140
ШО-1,0-П-Л-0,32	50	154						7,49			98
ШЗ-0,5-П-Л		154		0							135
ШЗ-0,5-Тр-Л	100	147	50	17	15,7	1,28	-	2, $\varnothing 8$	280	-	135
ШЗ-0,5-Т-Л		151		45							150
ШЗ-0,25-П-Л-50		151								50	28
ШЗ-0,25-П-Л-100		158								100	30
ШЗ-0,25-П-Л-150	100	155	25	0	6,4	0,78	-	2, $\varnothing 8$	240	150	26
ШЗ-0,25-П-Л-200		153								200	20

\* – товщина зразка;

шифр зразків Х-ХХ-ХХХ-ХХХХ-ХХХХХ:

Х – Ш (шпонка), ШО (шпонка обтиснута), ШЗ (шпонкове з'єднання); ХХ –  $l_k/h_k$ ;

ХХХ – П (прямокутна), Тр (трапецієвидна), Т (трикутна); ХХХХ – В (важкий бетон),

Л (керамзитобетон); ХХХХХ – в серії ШО рівень обтиснення  $\sigma/f_c$ , в серії ШЗ ширина шва t

## ВИСНОВКИ

Зріз бетону відрізняє сполучення лавиноподібного зовні крихкого характеру руйнування з локалізацією пластичної деформації в зоні зсуву. Для його реалізації при неоднорідних напружених станах необхідно, щоб рівень напружень у стиснутих зонах випереджав

рівень напружень у зоні розтягу, і тим самим стримував їх розвиток. Таким чином, створюються умови одночасного досягнення граничного стану бетону на всій поверхні руйнування, яке відбувається за цілим перерізом, що є основною відмінністю зрізової форми від відриву та роздроблення.





Таблиця 2. Ознаки зрізової форми руйнування бетону

Зовнішні ознаки руйнування	Характер руйнування	Напружений стан	Розподіл деформацій, рівень напружень	Домінуючий вплив
Зміщення окремих частин уздовж поверхні руйнування (поверхні зсуву); Руйнування за цілим перерізом одночасно у зоні стиску та розтягу	Раптовий лавиноподібний, без візуальної фіксації об'ємних деформацій або їх фіксації при контрольованому падінні навантаження	Змішаний напружений стан, наближений до одновісного стиску; осьовий стиск; двовісне нерівномірне стиснення	Пластична деформація локалізується у тонкому шарі на поверхні зсуву; інші зони залишаються малодеформованими, в процесі завантаження рівень напружень у стиснутій зоні випереджає рівень напружень у зоні розтягу	Дотичних напружень та пластичної деформації на поверхні руйнування

Зріз реалізується на досить широкому інтервалі напружених станів, які обмежуються за умови міцності бетону точками одновісного стиску та максимальних дотичних напружень у зоні нерівномірного стиску. Але його реалізація при осьовому стиску у виготовлених із високоміцного бетону призмах вказує на можливість зміщення зазначеної межі в область змішаних напружених станів для більш пластичних бетонів меншої міцності, а збільшення розміру зон пластичності при обтисненні вказує на можливість досягнення нормальними напруженнями більших значень ніж ті, які відповідають максимуму дотичних напружень, що розширює область реалізації зрізу. При моментній схемі передачі навантаження межа реалізації зрізу для окремих випадків різна та підлягає уточненню. Так, при руйнуванні бетонних шпонок вона встановлюється відношенням  $M/Vh_k = l_k/h_k = 0,5$ , а за наявності обтиснення або армування розширюється до  $l_k/h_k = 1$ , при діагональному зрізі за швом  $t/h_k = 1$ .

Систематизація ознак зрізової форми руйнування дозволяє засвідчити реалізацію зрізу.

Сумістити «чистий зріз» як окремий випадок напруженого стану та форму руйнування і тим самим установити єдину характеристику міцності бетону при зрізі неможливо. Це пояснюється відсутністю реальних площадок ковзання при напруженому стані «чистий зріз». Тому слід враховувати специфіку різних випадків зрізової форми на основі єдиного підходу до визначення міцності.

На несучу здатність бетонних і залізобетонних елементів та шпонкових з'єднань, які працюють на сприйняття зусиль зрізу, крім характеристик міцності бетону на стиск та розтяг, також впливають форма елементів, співвідношення їх розмірів, інтенсивність армування та рівень обтиснення.

Встановлено перспективність використання теорії пластичності для розв'язання задач міцності бетонних та залізобетонних елементів. Зовні крихкий характер руйнування бетону шляхом зрізу не є перешкодою

для застосування зазначеної теорії.

Створення ефективних конструктивних рішень шпонкових з'єднань на основі результатів вивчення специфіки зрізової форми руйнування та розроблення методології їх розрахунку дозволить забезпечити сумісну роботу елементів збірно-монолітних систем із залізобетону.

#### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Mitrofanov V.P. The theory of perfect plasticity as the elementary mechanic pseudo-plastic ultimate state of concrete: bases, limitations, practical aspects. Improving Proc. of the 2<sup>nd</sup> fib. Congr., Naples, Italy, June 5–8, 2006. – P.7–6.
2. Falcon J.M. Experimental research on reinforced concrete dapped end beams: shear strength and serviceability behavior. Proc. of the 9<sup>th</sup> Intern. PhD Symp. in Civil Engineering, Karlsruhe, Germany, July 22–25, 2012. – P. 61–66.
3. Izni S.I., Khairul H.P., Mansoor H. and other. Ultimate shear capacity and failure of shear key. Malaysian J. of Civil Engineering. 2014. Iss. 26(3). – P. 414–430.
4. Muhaxheri M. Modeling coupling beams made of or retrofitted with HPRCCs. Proc. of the 9<sup>th</sup> fib Intern. PhD Symp. in Civil Engineering, Karlsruhe, Germany, July 22–25, 2012. – P. 137–143.
5. Lee Ch.H., Chin W.J., Choi E.S. & Kiml Y.J. An Experimental Study on the Joints in Ultra High Performance Precast Concrete Segmental Bridges. J. of the Korea Concrete Inst., 2011. Iss. 23(2). – P. 235–244.
6. Jorgenson H.B. & Hoang L.C. Load carrying capacity of keyed joints reinforced with high strength wire rope loops. In Proc. of fib Symp., 2015. – 13 p.
7. Nielsen M.P. & Hoang L.C. Limit Analysis and Concrete Plasticity. CRC Press, Taylor & Francis Group. 3rd ed., 2011. – 669 p.



8. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1988. – 712 с.
9. Качан Т.Ю. Розрахунок міцності суцільних та склеєних залізобетонних (бетонних) елементів на зріз варіаційним методом: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. технічних наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Т.Ю. Качан. – Полтава, 2012. – 23 с.
10. Довженко О.О. Про можливість застосування теорії пластичності до розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Куриленко // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сб. - Киев: Техника, 2012. - Вып. 105. - С. 74-82.
11. Митрофанов В.П. Про можливість застосування передумови про ідеальну пластичність до бетону / В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Вісн. ОДАБА. - Одеса, 2002. - № 7. - С. 118–124.
12. Митрофанов В.П. Общая методика расчета прочности нормальных сечений железобетонных элементов на основе деформационной модели с двойственным экстремальным критерием прочности / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко, В.В. Погрібной // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний зб. наукових пр. (буд-во). - Київ, 2005. - Вип. 62. - Кн. 1. - С. 197–204.
6. Jorgenson H.B. & Hoang L.C. (2015) Load carrying capacity of keyed joints reinforced with high strength wire rope loops. In Proc. of fib. Symp. – 13 p. [in English].
7. Nielsen M.P. & Hoang L.C. (2011). Limit Analysis and Concrete Plasticity CRC Press, Taylor & Francis Group. 3<sup>rd</sup> ed. – 669 p. [in English].
8. Rabotnov Yu.N. (1988). Mekhanika deformiruyemogo tverdogo tela [Mechanics of deformation of solid body]. - M.: Nauka. – 712 p. [in Ukrainian].
9. Kachan T.Yu. (2012). Rozrakhunok mitsnosti sutsil'nykh ta skleyenykh zalizobetonnykh (betonnykh) elementiv na zriz variatsiynym metodom [The calculation of the strength of solid and glued concrete (concrete) elements on a slice by a variational method]: Auth. abstr. for the degree of PhD on the specialty 05.23.01 - building constructions, buildings and constructions. Poltava. – 23 p. [in Ukrainian].
10. Dovzhenko O.O., Pohribnyi V.V. & Kurilenko O.O. (2012). Pro mozhlyvist' zastosuvannya teoriiy plastychnosti do rozrakhunku mitsnosti elementiv iz vysokomitsnoho betonu [On the possibility of applying the theory of plasticity to calculating strength of high-strength concrete elements] / Kommunal'noe khozyaystvo horodov: Nauchno-tekhn. sb. - K.: Technic. Iss. 105. – P. 74–82 [in Ukrainian].
11. Mytrofanov V.P., Dovzhenko O.A. & Pohribnyi V.V. (2002). Pro mozhlyvist' zastosuvannya peredumovy pro ideal'nu plastychnist' do betonu [About the possibility of applying the premise of ideal plasticity to concrete]. Visnyk ODABA. Odesa. Iss. 7. – P. 118–124 [in Ukrainian].
12. Mytrofanov V.P., Dovzhenko O.A. & Pohribnyi V.V. (2005). Obshchaya metodika rascheta prochnosti normal'nykh secheniy zhelezobetonnykh elementov na osnove deformatsionnoy modeli s dvoystvennym ekstremal'nym kriteriyem prochnost [General method for calculating the strength of normal sections of reinforced concrete elements on the basis of a deformation model with a dual extremal strength criterion]. Budivelni konstruktsiyi. Naukovo-tekhn. problemy suchasnoho zalizobetonu: Mizhvidomchyy naukovo-tekhn. zb. naukovykh prats' (budivnytstvo). - K. Iss. 62. Vol. 1. – P. 197–204 [in Ukrainian].

## REFERENCES

1. Mitrofanov V. (2006). The theory of perfect plasticity as the elementary mechanic pseudo-plastic ultimate state of concrete: bases, limitations, practical aspects. Improving Proc. of the 2<sup>nd</sup> fib Congr., Naples, Italy, June 5–8. – P.7–6 [in English].
2. Falcon J.M. (2012). Experimental research on reinforced concrete dapped end beams: shear strength and serviceability behavior. Proc. of the 9<sup>th</sup> fib Intern. PhD Symp. in Civil Engineering, Karlsruhe, Germany, July 22–25. – P. 61–66 [in English].
3. Izni S.I., Khairul H.P., Mansoor H., Bady A., Saim A.A. & Sarbini N.N. (2014). Ultimate shear capacity and failure of shear key. Malaysian Journal of Civil Engineering. Iss. 26(3). – P. 414–430 [in English].
4. Muhaxheri M. (2012). Modeling coupling beams made of or retrofitted with HPFRCCs. Proc. of the 9<sup>th</sup> fib Intern. I PhD Symp. in Civil Engineering, Karlsruhe, Germany, July 22–25. – P. 137–143 [in English].
5. Lee Ch.H., Chin W.J., Choi E.S & Kiml Y.J. (2011). An Experimental Study on the Joints in Ultra High Performance Precast Concrete Segmental Bridges. J. of the Korea Concrete Instit. Iss. 23(2). – P. 235–244 [in English].

Стаття надійшла до редакції 19.08.2017.



УДК 624.078.4123



**ДЕМЧИНА Б.Г.**

Д-р технічних наук, проф.,  
Національний університет  
"Львівська політехніка", Інститут  
будівництва та інженерії довкілля,  
м. Львів, Україна  
e-mail: bogdan195809@gmail.com,  
тел. +38 (067) 371-01-59  
ORCID: 0000-0002-3498-1519



**СУРМАЙ М.І.**

Канд. технічних наук, асист.,  
Національний університет  
"Львівська політехніка", Інститут  
будівництва та інженерії  
довкілля, м. Львів, Україна  
e-mail: mychajlo\_surmaj@ukr.net  
тел. +38 (096) 426-27-17  
ORCID: 0000-0002-5381-6500



**ШИДЛОВСЬКИЙ Я.М.**

Аспірант, Національний  
університет "Львівська політехніка",  
Інститут будівництва та інженерії  
довкілля, м. Львів, Україна  
e-mail: shydlovskuy@gmail.com,  
тел. +38 (067) 854-78-01  
ORCID: 0000-0002-6021-3310



**ДОБУШОВСЬКА А.С.**

Магістр, Національний університет  
"Львівська політехніка", Інститут  
будівництва та інженерії довкілля,  
м. Львів, Україна  
e-mail: anndobush@gmail.com,  
тел. +38 (050) 566-90-72  
ORCID: 0000-0002-4812-9204

## ДОСЛІДЖЕННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА МЕТАЛЕВИХ ЗУБЧАТИХ ПЛАСТИНАХ

### АНОТАЦІЯ

У даній статті представлено результати експериментальних досліджень з'єднань дерев'яних елементів на металозубчатих пластинах. Експериментальні зразки з'єднань були виготовлені з двох соснових дошок із перерізом 100x40 мм, з'єднаних з обох сторін металозубчатими пластинами завтовшки 1,2 мм. Пластини запресовані в дерево в лабораторних умовах за допомогою пресу. Розроблено програму експериментальних досліджень, до якої входили випробування зразків на розтяг та стиск. Виготовлено та випробувано чотири серії дослідних зразків. Три серії з'єднань на металевих зубчатих пластинах випробувано на розтяг, одна – на стиск. Всього випробувано дев'ять зразків на розтяг, по три в кожній серії, та чотири зразки на стиск. Дві серії на розтяг із розмірами пластин 100x77 мм та 75x77 мм випробувані для визначення граничного навантаження анкерування зубчатої пластини, третя серія – з розмірами пластин 200x77 мм, випробувана для визначення граничного навантаження зубчатої пластини на розтяг. Відповідно до вимог, дослідні зразки для випробування на розтяг виготовлені зі стиком 2 мм між дерев'яними елементами, зразки на стиск виготовлені зі стиком 4 мм. Дослідні зразки для випробування на розтяг були приєднані до розривної машини через металеві деталі з шарнірами. Для вимірювання абсолютних деформацій з'єднання використано два індикатори го-

динникового типу. Випробування на розтяг проводилось до повного руйнування зразків. При випробуваннях на стиск, дослідний зразок вважався зруйнованим після закриття стику між дошками, що дорівнювало абсолютній деформації в 4 мм. Після кожного етапу прикладання зусилля була витримка до припинення росту абсолютних деформацій. На основі отриманих результатів побудовано графіки залежності абсолютних деформацій з'єднання від прикладеного навантаження, визначено граничне навантаження анкерування зубчатої пластини  $f_{a,0,0} = 1,359$  Н/мм<sup>2</sup>, граничне навантаження зубчатої пластини на розтяг  $f_{t,0} = 150,648$  Н/мм, та граничне навантаження зубчатої пластини на стиск  $f_{c,0} = 120,675$  Н/мм.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** металозубчата пластина, випробування, дерев'яні конструкції.

### ИССЛЕДОВАНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ

**ДЕМЧИНА Б.Г.** Д-р технических наук, проф.,  
Национальный университет «Львовская  
политехника», Институт строительства и  
инженерии окружающей среды, г. Львов, Украина,  
e-mail: bogdan195809@gmail.com,  
тел.: +38 (067) 371-01-59,  
ORCID: 0000-0002-3498-1519





**СУРМАЙ М.И.** Канд. технических наук, ассистент, Национальный университет «Львовская политехника», Институт строительства и инженерии окружающей среды, г. Львов, Украина, e-mail: mychajlo\_surmaj@ukr.net, тел.: +38 (096) 426-27-17, ORCID: 0000-0002-5381-6500

**ШИДЛОВСКИЙ Я.М.** Аспирант, Национальный университет «Львовская политехника», Институт строительства и инженерии окружающей среды, г. Львов, Украина, e-mail: shydlovskuy@gmail.com, тел.: +38 (067) 854-78-01, ORCID: 0000-0002-6021-3310

**ДОБУШОВСКАЯ А.С.** Магистр, Национальный университет «Львовская политехника», Институт строительства и инженерии окружающей среды, г. Львов, Украина, e-mail: anndobush@gmail.com, тел.: +38 (050) 566-90-72, ORCID: 0000-0002-4812-9204

#### АННОТАЦИЯ

В данной статье представлены результаты экспериментальных исследований соединений деревянных элементов на металлозубчатых пластинах. Экспериментальные образцы соединений изготовлены из двух сосновых досок сечением 100x40 мм, соединенных с обеих сторон металлозубчатыми пластинами толщиной 1,2 мм. Пластины запрессованы в дерево в лабораторных условиях с помощью прессы. Разработана программа экспериментальных исследований, в которую входили испытания образцов на растяжение и сжатие. Изготовлено и испытано четыре серии опытных образцов. Три серии соединений на металлических зубчатых пластинах испытаны на растяжение, одна - на сжатие. Всего испытано девять образцов на растяжение, по три в каждой серии, и четыре образца на сжатие. Две серии на растяжение с размерами пластин 100x77 мм и 75x77 мм испытаны для определения предельной нагрузки анкеровки зубчатой пластины, третья серия - с размерами пластин 200x77 мм, испытана для определения предельной нагрузки зубчатой пластины на растяжение. В соответствии с требованиями, опытные образцы для испытания на растяжение изготовлены со стыком 2 мм между деревянными элементами, образцы на сжатие изготовлены со стыком 4 мм. Опытные образцы для испытания на растяжение были присоединены к разрывной машине через металлические детали с шарнирами. Для измерения абсолютных деформаций соединения использовано два индикатора часового типа. Испытания на растяжение проводили до полного разрушения образцов. При испытании на сжатие, опытный образец считался разрушенным после закрытия стыка между досками, равно абсолютной деформации в 4 мм. После каждого этапа приложения усилия была выдержка к прекращению

роста абсолютных деформаций. На основе полученных результатов построены графики зависимости абсолютных деформаций соединения от приложенной нагрузки, определены предельная нагрузка анкеровки зубчатой пластины  $f_{a,0} = 1,359$  Н/мм<sup>2</sup>, предельная нагрузка зубчатой пластины на растяжение  $f_{t,0} = 150,648$  Н/мм и предельная нагрузка зубчатой пластины на сжатие  $f_{c,0} = 120,675$  Н/мм.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** металлозубчатая пластина, испытания, деревянные конструкции.

#### STUDY OF JOINTS OF WOODEN ELEMENTS MADE WITH PUNCHED METAL PLATE FASTENERS

**DEMCHYNA B.G.** Dr, Prof., Lviv Polytechnic National University, Institute of Building and Environmental Engineering, e-mail: bogdan195809@gmail.com, тел.: +38 (067) 371-01-59, ORCID: 0000-0002-3498-1519

**SURMAI M.I.** Ph.D., Lviv Polytechnic National University, Institute of Building and Environmental Engineering, e-mail: mychajlo\_surmaj@ukr.net, тел.: +38 (096) 426-27-17, ORCID: 0000-0002-5381-6500

**SHYDLOVSKYI Y.M.** PG student, Lviv Polytechnic National University, Institute of Building and Environmental Engineering, e-mail: shydlovskuy@gmail.com, тел.: +38 (067) 854-78-01, ORCID: 0000-0002-6021-3310

**DOBUSHOVSKA A.S.** Master, Lviv Polytechnic National University, Institute of Building and Environmental Engineering, e-mail: anndobush@gmail.com, тел.: +38 (050) 566-90-72, ORCID: 0000-0002-4812-9204

#### ABSTRACT

In this article the results of experimental study of joints made with punched metal plate fasteners are presented. The experimental samples of joints were made of two pine boards with a cross section of 100x40 mm, connected on two sides by punched metal plate fasteners with a thickness of 1,2 mm. The fasteners were pressed into a boards in a laboratory using a press. A program of experimental studies was developed, which included testing prototype samples for tension and compression. Four series of prototypes were designed and tested. Three series of joints made with punched fasteners were tested for tension, one for compression. In total nine prototypes were tested for tension, three per each series and four prototypes were tested for compression. Two series for tension test were for determining the fastener anchorage capacity and had plates with length of 100x77 mm and 75x77 mm, other one - for determining fastener tension capacity were made by 200x77 mm long fasteners. According



to requirements, samples for tensile testing were made with a clearance between wooden elements of 2 mm, samples for compression testing had a gap of 4 mm. To measure absolute deformations of the connection, two indicators of the clock type were installed on each sample. For tension the samples were tested until complete destruction. For compression, the samples were considered destroyed after closing the gap between the wooden elements, which is equal to the absolute deformation of 4 mm. Samples which were tested on the tension were attached to the bursting machine through special metal elements with a hinges. At each stage of the load, the samples were stood until the absolute deformations were stabilized. On the basis of the obtained results, the graphs of the dependence of absolute deformations of the connection to the applied load were drawn. Also were determined the fastener anchorage capacity, the fastener tension capacity and the fastener compression capacity. The fastener anchorage capacity for tested prototypes was 1,359 N/mm<sup>2</sup>, the fastener tension capacity – 150,648 N/mm and the fastener compression capacity was determined 120,675 N/mm.

**KEY WORDS:** punched metal plate fasteners, experimental study, wooden constructions.

### ВСТУП

Використання з'єднань дерев'яних елементів на металозубчатих пластинах показало ефективність, зручність монтажу та надійність в конструкціях покриття. В кінцевому результаті такі конструкції є економічно вигіднішими порівняно з іншими. Проте, в нормативних документах України не висвітлено повністю методику розрахунку та проектування з'єднань на таких пластинах, що стримує їх широке використання. Метою даних досліджень є визначення фізико-механічних характеристик з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчатих пластинах.

### КОНСТРУЮВАННЯ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ

Дослідні зразки виготовлені з двох дошок із сосни 1-го сорту перерізом 100x40 мм, з'єднані з двох сторін металевими зубчатими пластинами (рис. 1) завтовшки 1,2 мм. Для дотримання стику між дерев'яними елементами згідно з вимогами [1] до початку запресування пластини з'єднували за допомогою кондуктора (рис. 2). Розміри зразків вибрані згідно з вимогами [1].

До розривної машини дослідні зразки закріплювали через спеціальні вузли з шарнірами, які були закріплені чотирма болтами М10 з кожної сторони зразка. Загальний вигляд та схеми випробувальних установок для дослідження зразків подані на рис. 3. та рис. 4.

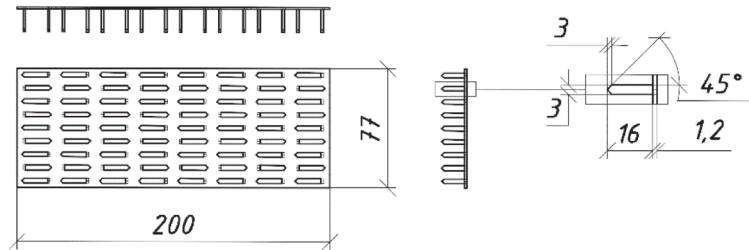


Рис. 1. Металева зубчата пластина

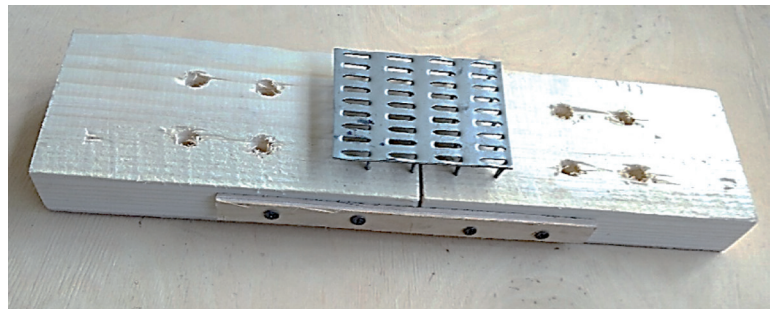


Рис. 2. Кондуктор для влаштування стику між дерев'яними елементами

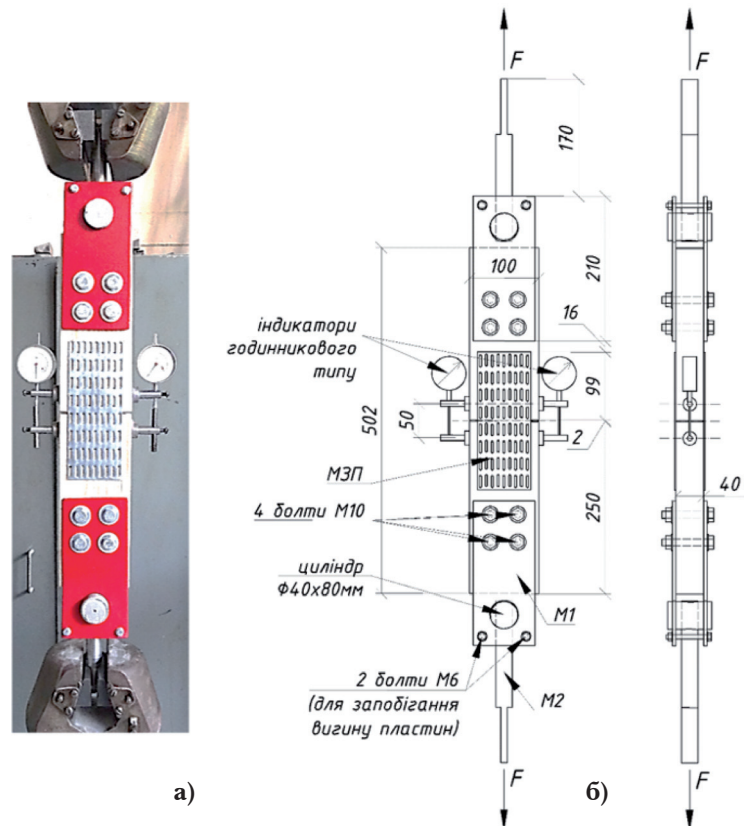


Рис. 3. Випробувальна установка для дослідження зразків на розтяг: а) загальний вид установки; б) схема установки



## МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ВИПРОБУВАНЬ

Для дослідження з'єднань на металевих зубчатих пластинах було розроблено програму експериментальних досліджень (табл. 1), яка передбачала проведення випробування дослідних зразків на розтяг та стиск. Дослідні зразки з'єднань на метало-зубчатих пластинах були випробувані на розтяг на розривній машині типу Р-20 у вертикальному положенні з шарнірним закріпленням на кінцях (рис. 3). Випробування на стиск проводили на пресі 2ПГ-100 (рис. 4).

Випробування на розтяг проводили для визначення:

- граничного значення анкерування металевих зубчатих пластин (руйнування по висмикуванню зубів пластини);
- граничного навантаження зубчатої пластини (руйнування по матеріалу пластини).

За результатами дослідження встановлювали навантаження анкерування  $f_{a,0,0}$ , міцність пластин на розтяг  $f_{t,0}$  та міцність на стиск  $f_{c,0}$ .

## РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

### Граничне навантаження анкерування

Граничне навантаження анкерування зубчатої пластини з розрахунку на одиницю площі для кутів  $\alpha=0^\circ$ , Н/мм<sup>2</sup>, визначалося за формулою:

$$f_{a,0,0} = (F_{a,0,0,max} / 2A_{ef}) \cdot (\rho_k / \rho)^c, \quad (1)$$

де:  $F_{a,0,0,max}$  – максимальне навантаження, Н;

$A_{ef}$  – ефективна площа прилягання зубчатої пластини (рис. 5), мм<sup>2</sup>;

$\rho$  – щільність деревини, де відбулося руйнування, кг/м<sup>3</sup>;

$\rho_k$  – характеристична щільність деревини або сортувальний клас деревини, з яким необхідно порівняти результати, кг/м<sup>3</sup>;

$c=0$  – безрозмірний параметр за [2].

У табл. 2 представлено експериментальні значення несучої здатності (граничного навантаження анкерування) дослідних зразків серії Т-100 та Т-75. На рис. 6 представлено графіки залежності абсолютних деформацій з'єднання від навантаження дослідних зразків серії Т-100.

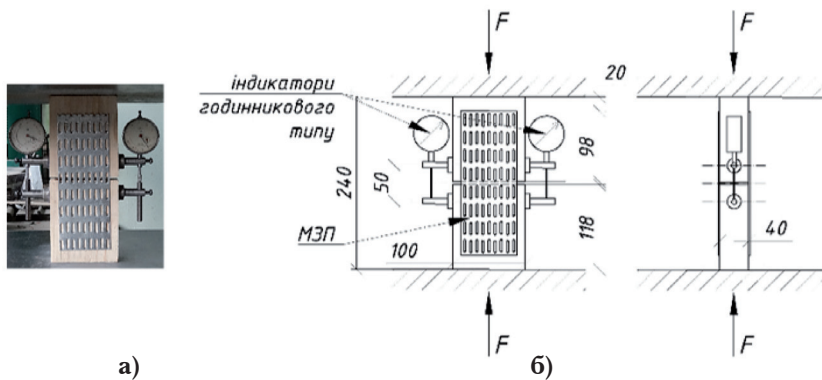


Рис. 4. Випробувальна установка для дослідження зразків на стиск: а) загальний вид установки; б) схема установки

Таблиця 1. Програма експериментальних досліджень

Вид навантаження	Досліджуване навантаження	Серія зразків	Маркування зразків	Розміри зубчатої пластини, мм
розтяг	анкерування зубчатої пластини	Т-75	Т-75.1	75x77
			Т-75.2	
			Т-75.3	
	навантаження на зубчату пластину	Т-100	Т-100.1	100x77
			Т-100.2	
			Т-100.3	
стиск	навантаження на зубчату пластину	С-200	Т-200.1	200x77
			Т-200.2	
			Т-200.3	
			С-200.1	
С-200.3				
С-200.4				

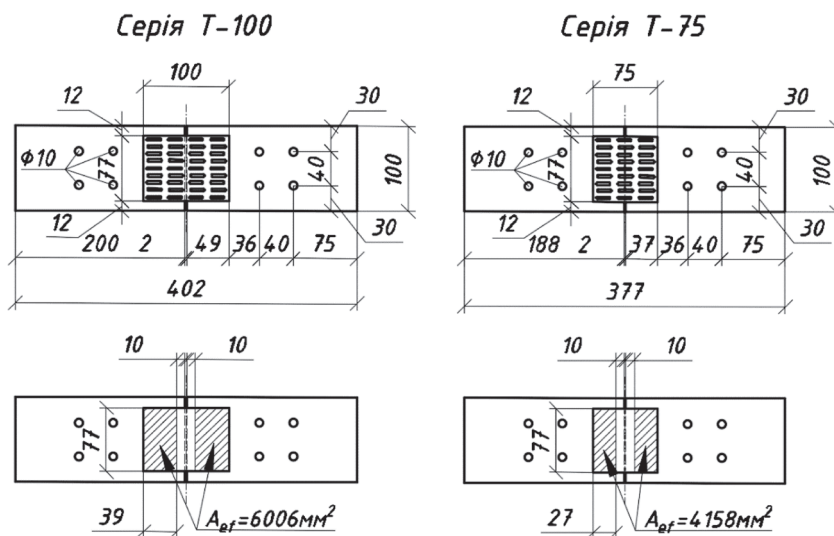


Рис. 5. Схеми дослідних зразків для визначення анкерування зубчатої пластини з ефективними (робочими) ділянками пластин ( $A_{ef}$ )





Вигляд зразків серії Т-100 після випробування представлено на рис. 7.

Вигляд зруйнованих зразків серії Т-100 представлено на рис. 7. Два зразки даної серії було зруйновано внаслідок змінання деревини та висмикування зубів металозубчатої пластини, один зразок – внаслідок змінання деревини та зрізу зубів пластини.

На рис. 8. представлено залежність абсолютних деформацій з'єднання від навантаження дослідних зразків серії Т-75.

Вигляд зруйнованих зразків серії Т-75 показано на рис. 9. Всі три зразки були зруйновані внаслідок змінання деревини та висмикування зубів металозубчатої пластини.

#### Граничне навантаження зубчатої пластини при розтягу

Граничне навантаження зубчатої пластини при розтягу для кута  $\alpha=0^\circ$ , Н/мм розраховано за формулою:

$$f_{t,0} = \frac{(F_{t,0,max} t_{cor,d} f_{t,k})}{(2 l_j t_{act} f_{t,act})}, \quad (2)$$

де:  $F_{t,0,max}$  – максимальне навантаження, Н;

$l_j=77$  мм – довжина пластини по лінії з'єднання;

$t_{cor,d}=0,779$  мм – розрахункове значення товщини зубчатої пластини;

$t_{act}=1,2$  мм – фактичне значення товщини зубчатої пластини;

$f_{t,k}=300$  Н/мм<sup>2</sup> – характеристичне значення межі міцності при розтягу матеріалу зубчатої пластини [3];

$f_{t,act}=305$  Н/мм<sup>2</sup> – фактична межа міцності при розтягу матеріалу зубчатої пластини.

Схему зразка серії Т-200 для дослідження навантаження на зубчату пластину представлено на рис. 10.

У табл. 3 представлено значення несучої здатності (граничного навантаження зубчатої пластини на розтяг) зразків серії Т-200.

На рис. 11 представлено залежність абсолютних деформацій з'єднання від навантаження зразків серії Т-200.

Вигляд зруйнованих зразків серії Т-200 показано на рис. 12. Усі зразки даної серії були зруйновані по матеріалу металозубчатої пластини.

Таблиця 2. Несуча здатність зразків для визначення анкерування зубчатої пластини

Марка зразка	Максимальне навантаження, $F_{a,0,0}$ , Н	Навантаження анкерування, $f_{a,0,0}$ , Н/мм <sup>2</sup>
Т-100.1	17000	1,415
Т-100.2	18000	1,499
Т-100.3	16000	1,332
Т-75.1	11500	1,383
Т-75.2	11000	1,323
Т-75.3	10000	1,203
середнє		1,359

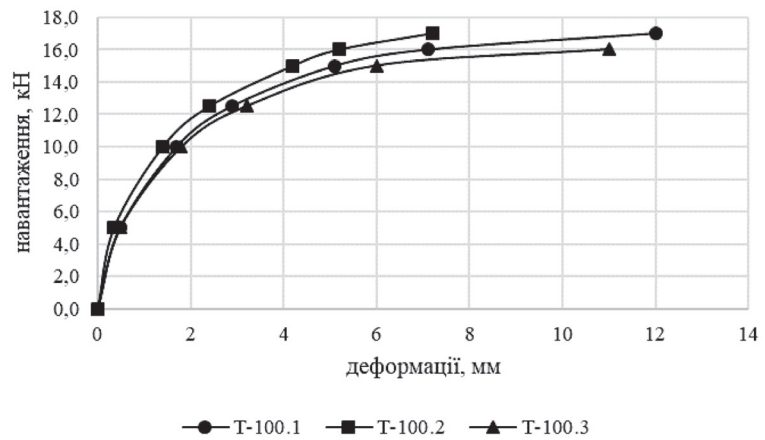


Рис. 6. Залежність абсолютних деформацій з'єднання від навантаження зразків із розміром пластини 100x77 мм

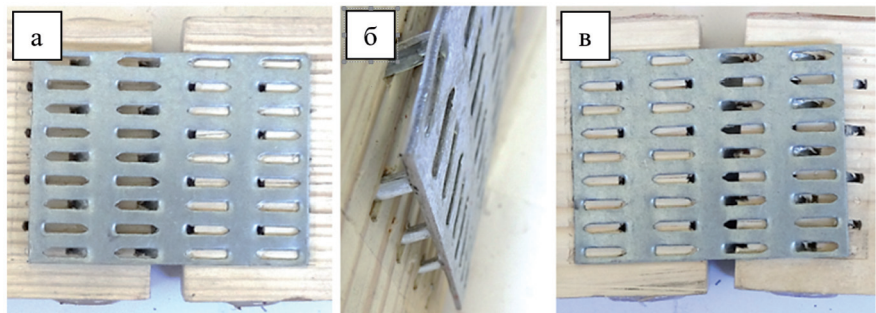


Рис. 7. Вигляд зруйнованих зразків із розміром пластини 100x77 мм: а) Т-100.1; б) Т-100.2; в) Т-100.3

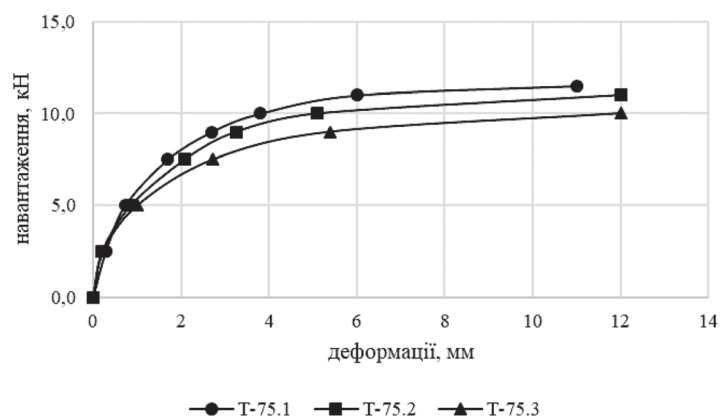


Рис. 8. Залежність абсолютних деформацій з'єднання від навантаження зразків з розміром пластини 75x77 мм

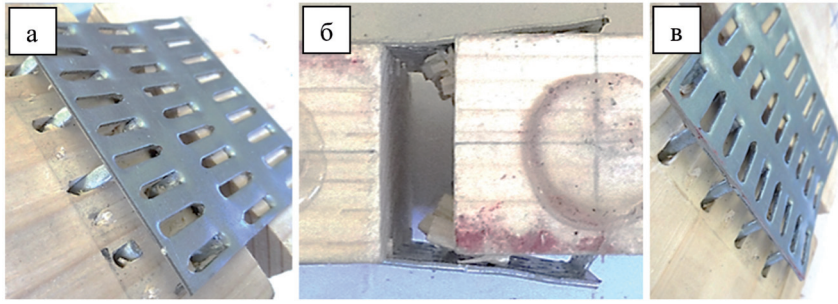


Рис. 9. Вигляд зруйнованих зразків із розміром пластини 75x77 мм: а) Т-75.1; б) Т-75.2; в) Т-75.3

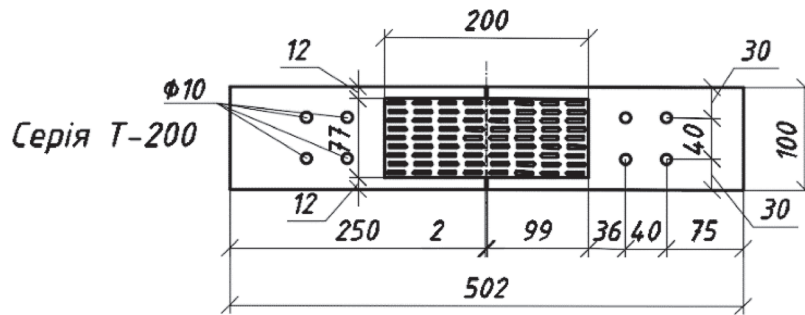


Рис. 10. Схема дослідного зразка для дослідження навантаження на зубчасту пластину

Таблиця 3. Несуча здатність зразків для дослідження навантаження на зубчасту пластину на розтяг

Марка зразка	Максимальне навантаження, $F_{i,0,max}$ , Н	Міцність пластин на розтяг, $f_{i,0}$ , Н/мм
Т-200.1	35500	147,192
Т-200.2	36000	149,265
Т-200.3	37500	155,485
середнє	36333	150,648

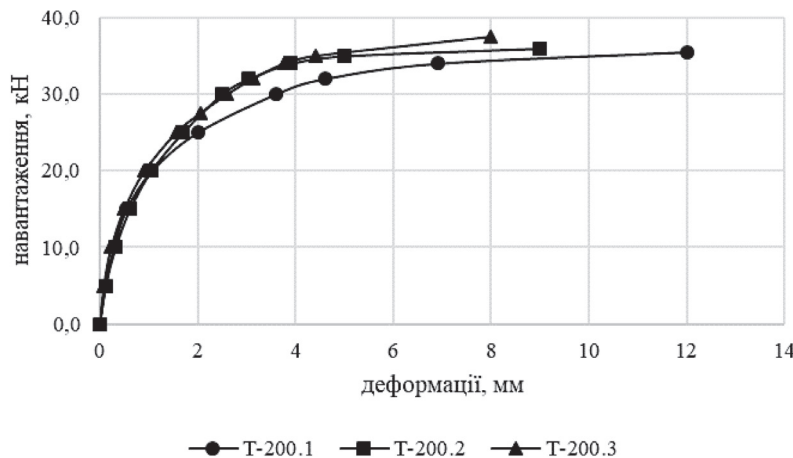


Рис. 11. Залежність абсолютних деформацій з'єднання від навантаження дослідних зразків із розміром пластини 200x77 мм

### Граничне навантаження на стиск зубчатої пластини

Граничне навантаження на стиск для кута  $\alpha=0^\circ$ , Н/мм розраховано за формулою:

$$f_{c,0} = \frac{(F_{c,0,max} t_{cor,d} f_{y,k})}{(2 l_j t_{act} f_{y,act})}, \quad (3)$$

де:  $F_{c,0,max}$  – максимальне навантаження;

$l_j=77$  мм – довжина пластини по лінії з'єднання;

$f_{y,k}=220$  Н/мм<sup>2</sup> – нормативна межа текучості матеріалу зубчатої пластини за [3];

$f_{y,act}=250$  Н/мм<sup>2</sup> – фактична межа текучості матеріалу зубчатої пластини.

У табл. 4 представлено експериментальні значення несучої здатності (граничного навантаження зубчатої пластини на стиск) зразків серії С-200.

Вигляд зразків серії С-200 після випробування зображено на рис. 13. Дослідні зразки вважались зруйнованими після закриття стику, що було рівно абсолютній деформації 4 мм.

На рис. 14. представлено залежність абсолютних деформацій з'єднання від навантаження дослідних зразків серії С-200.

### ВИСНОВКИ

Отримані результати дослідження фізико-механічних характеристик з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах дають можливість використовувати даний тип з'єднання при проектуванні дерев'яних конструкцій покриття, так як встановлено: навантаження анкерування зубчатої пластини –  $f_{a,0,0}=1,359$  Н/мм<sup>2</sup>, міцність зубчатої пластини на розтяг –  $f_{i,0}=150,648$  Н/мм, міцність зубчатої пластини на стиск –  $f_{c,0}=120,675$  Н/мм.

### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Конструкції дерев'яні. Методи випробувань. З'єднання на металевих зубчастих пластинах: ДСТУ Б EN 1075:2011 (EN 1075:1999, IDT). – [Чинний від 2013.01.01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 23 с. – (Національний стандарт України).

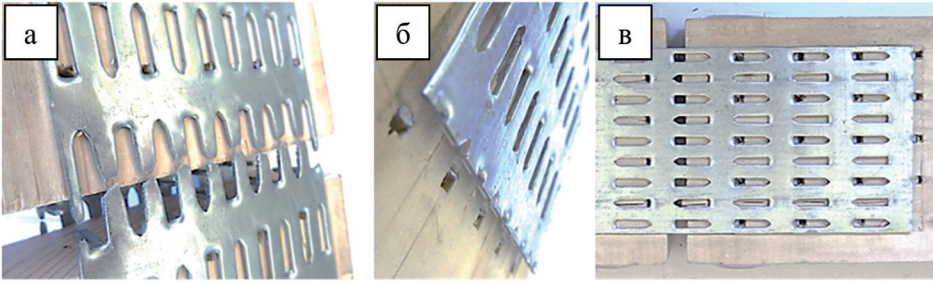


Рис. 12. Вигляд зруйнованих зразків із розміром пластини 200x77 мм: а) Т-200.1; б) Т-200.2; в) Т-200.3

Таблиця 4. Несуча здатність зразків для дослідження навантаження на зубчасту пластину на стиск

Марка зразка	Максимальне навантаження, $F_{c,0,max}$ , Н	Міцність на стиск, $f_{c,0}$ , Н/мм
C-200.1	28750	106,649
C-200.2	27500	102,012
C-200.3	37000	137,252
C-200.4	36875	136,789
середнє	32531	120,675

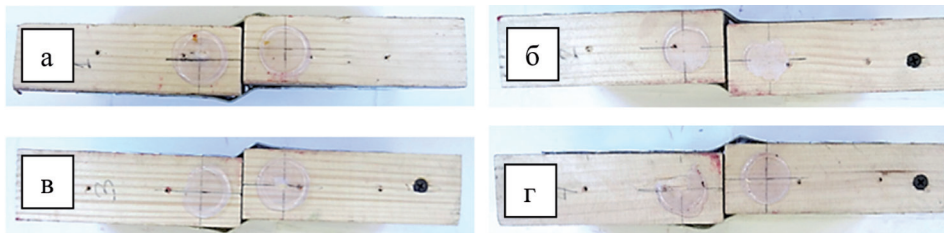


Рис. 13. Вид руйнування зразків із розміром пластини 200x77 мм: а) С-200.1; б) С-200.2; в) С-200.3; г) С-200.4

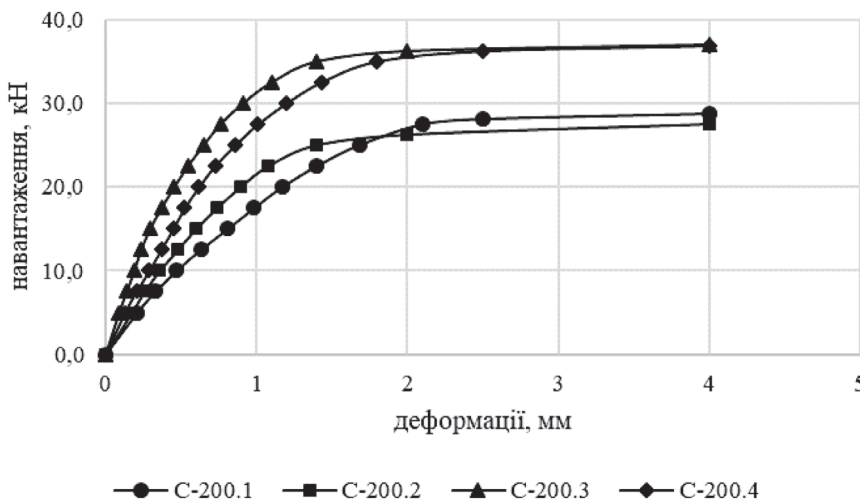


Рис. 14. Залежність абсолютних деформацій з'єднання від навантаження дослідних зразків із розміром пластини 200x77 мм

2. British Standart EN 28970:1991 Timber structures. Testing of joints made with mechanical fasteners. Requirements for wood density. – 12 p. (Дерев'яні конструкції - Випробування з'єднань, зроблених за допомогою механічних кріплень - Вимоги по щільності деревини).

3. British Standart EN 10147:2000 Continuously hot-dip zinc coated structural steels strip and sheet - technical delivery conditions. – 24 p. (Сталь конструкційна холодова і тонколистова з покриттям, нанесеним безперервним методом гарячого цинкування. Технічні умови постачання).

#### REFERENCES

1. Timber structures. Test methods. Joints made with punched metal plate fasteners : DSTU B EN 1075:2011. - [Valid from 2013-01-01]. – Kyiv: SE "Ukrarhbudinform", 2011. – 23 p. (National Standard of Ukraine) [in Ukrainian].

2. British Standart EN 28970:1991 Timber structures. Testing of joints made with mechanical fasteners. Requirements for wood density. – 12 p.

3. British Standart EN 10147:2000 Continuously hot-dip zinc coated structural steels strip and sheet - technical delivery conditions. – 24 p.

Стаття надійшла до редакції 11.09.2017.

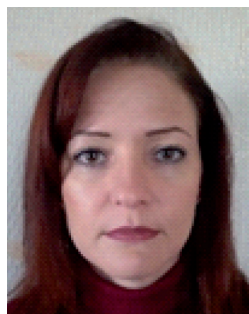




UDK 624.153



**ROGACHKO S.I.**  
Dr., Prof. of Chair, Odessa National Maritime University,  
Odessa, Ukraine,  
e-mail: rostasice@ukr.net,  
tel.: +38 (099) 343-43-13,  
ORCID: 0000-0001-5201-5368



**KAZMIRUK O.V.,**  
Engineer-designer, Scientific and Production Association "AGRO-SIMO-MASHBUD",  
Odessa, Ukraine,  
e-mail: olga.kazmiruk73@gmail.com  
tel.: +38 (050) 528-80-48,  
ORCID: 0000-0002-9535-5335

## PECULIARITIES OF WORK CONCRETE AND FERROCONCRETE OF MARINE HYDROTECHNICAL CONSTRUCTIONS

### ABSTRACT

At present most marine hydrotechnical structures are constructed of concrete and ferroconcrete. When designing and operating, special requirements are imposed on them the main ones are: strength characteristics; frost resistance; water resistance; permissible degree of water absorption; crack resistance; resistance to abrasion. It is known that in the course of operation, all hydrotechnical engineering structures are exposed to wind waves, drifting ice formations, such as level ice, single hummocks and hummock fields, as well as to seismic loads. Sea water is an aggressive environment with regard to concrete and ferroconcrete structures. In addition, hydrotechnical engineering facilities are in conditions when the water level is constantly changing under the influence of certain natural factors (overtaking, seiches, tides). At the same time, surface and underwater parts of hydrotechnical structures in winter periods are in different temperature zones. The difference in temperature along the height of the structure leads to the occurrence of temperature stresses in the structures, even with relatively small external loads. In the zone of the variable horizon at negative air temperatures, water penetrating into the microcracks leads to the destruction of the surface protective layer of concrete, and then the reinforcement. These factors should be taken into account when designing concrete and ferroconcrete hydrotechnical structures of various functional purposes. In this work, an analysis of the technical state of some types of marine hydrotechnical structures in the Odessa region built in the last century was made. Recommendations were formulated to take into account the local ice pressure, which is the determining factor for setting design strength of concrete and ferroconcrete structures. Recommendations for design were also given.

**KEY WORDS:** concrete, ferroconcrete, hydrotechnical constructions, wave and ice loads.

**РОГАЧКО С.І.** Д-р технічних наук, проф., Одеський національний морський університет, м. Одеса, Україна, e-mail: rostasice@ukr.net, тел.: +38 (099) 343-43-13, ORCID: 0000-0001-5201-5368

**КАЗМІРУК О.В.** Інженер-проектувальник, Науково-виробниче об'єднання "АГРО-СИМО-МАШБУД", м. Одеса, Україна, e-mail: olga.kazmiruk73@gmail.ru, тел.: +38 (050) 528-80-48, ORCID: 0000-0002-9535-5335

### ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ МОРСЬКИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД З БЕТОНУ ТА ЗАЛІЗОБЕТОНУ

#### АНОТАЦІЯ

Більшість морських гідротехнічних споруд в даний час побудовані з бетону та залізобетону. При проектуванні і експлуатації до них пред'являються особливі вимоги. У даній роботі виконано аналіз технічного стану деяких типів морських гідротехнічних споруд в Одеському регіоні, побудованих в минулому столітті. Сформульовані рекомендації з обліку локального тиску льоду, який є визначальним при призначенні проектною міцності бетонних і залізобетонних конструкцій, а також приведені рекомендації з проектування.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** бетон, залізобетон, гідротехнічні споруди, хвильові і льодові навантаження.

**РОГАЧКО С.И.** Д-р технических наук, проф., Одесский национальный морской университет, г. Одесса, Украина, e-mail: rostasice@ukr.net, тел.: + 38 (099) 343-43-13, ORCID: 0000-0001-5201-5368

**КАЗМИРУК О.В.** Инженер-проектировщик, Научно-производственное объединение "АГРО-СИМО-МАШБУД", г. Одесса, Украина, e-mail: olga.kazmiruk73@gmail.ru, тел.: +38 (050) 528-80-48, ORCID: 0000-0002-9535-5335



## ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ МОРСКИХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

### АННОТАЦИЯ

Большинство морских гидротехнических сооружений в настоящее время построены из бетона и железобетона. При проектировании к ним предъявляются особые требования, основные из них: прочностные характеристики; морозостойкость; водонепроницаемость; допустимая степень водопоглощения; трещиностойкость; устойчивость против истирания. Известно, что в процессе эксплуатации, все гидротехнические сооружения подвергаются силовому воздействию ветровых волн, дрейфующих ледовых образований, таких как торосные ледяные поля, одиночные торосы и поля торосения, а также сейсмическим нагрузкам. Морская вода является агрессивной средой в отношении бетонных и железобетонных конструкций. Кроме этого гидротехнические сооружения находятся в условиях, когда уровень воды постоянно меняется под воздействием тех или иных природных факторов (сгонно-нагонные явления, сейши, приливы и отливы). При этом надводные и подводные части гидротехнических сооружений в зимние периоды времени находятся в различных температурных зонах. Разница температур по высоте сооружения приводит к возникновению температурных напряжений в конструкциях даже при относительно небольших внешних нагрузках. В зоне переменного уровня при отрицательных температурах воздуха вода, проникшая в микротрещины, приводит к разрушению поверхностного защитного слоя бетона, а затем и арматуры. Эти факторы следует учитывать при проектировании гидротехнических сооружений различного функционального назначения из бетона и железобетона. В настоящей работе выполнен анализ технического состояния некоторых типов морских гидротехнических сооружений в Одесском регионе, построенных в прошлом веке. Сформулированы рекомендации по учету локального давления льда, которое является определяющим при назначении проектной прочности бетонных и железобетонных конструкций, а также приведены рекомендации по проектированию.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** бетон, железобетон, гидротехнические сооружения, волновые и ледовые нагрузки.

### INTRODUCTION

Economic recovery of Ukraine is impossible without the revival of industry. One of the most important spheres in this field is the construction industry and, in particular, marine hydrotechnical construction. It unites sea and river transport, shipbuilding and ship repair, protection of the banks of rivers, lakes, reservoirs and seas, as well as arrangement of offshore hydrocarbon deposits on

the shelf of the Azov and Black Seas.

At present most of the marine hydrotechnical structures, including the structures of the continental shelf, are constructed of concrete and ferroconcrete. The operation of such facilities has its own characteristics, which must be taken into account at the design stage in order to ensure their trouble-free operation during the estimated service life. These features include: a constant fluctuation of the water level, causing temperature stresses in structures; force impact of storm waves, accompanied by a negative air temperature splash icing; global ice loads; local ice pressure; abrading effect of ice; abrasion by weighted and bottom sediments, moving currents and waves.

Regardless of the class of responsibility of hydrotechnical structures of concrete and ferroconcrete, special requirements are imposed on the composition and quality of hydrotechnical concrete such as: strength characteristics; frost resistance; water resistance; permissible degree of water absorption and linear changes when moistened and dried; resistance to aggressive water; crack resistance; absence of harmful interaction of cement alkalis with aggregates; permissible degree of heat release during hardening; resistance to abrasion by water streams, bottom and suspended sediments, as well as drifting ice formations in the zone of variable water level. In the process of implementing projects of hydrotechnical structures, it is necessary to comply with the requirements for the composition of concrete mixes, the quality of their manufacture and the production of concrete works. Violation of the requirements provided by the drafts and recommendations of normative documents leads to a reduction in the service life of the facilities commissioned.

### ANALYSIS OF THE LATEST SOURCES OF RESEARCH AND PUBLICATIONS

Specialists in various countries around the world where hydrotechnical structures are designed and built study the composition of concrete. These hydrotechnical structures undergo the above listed factors during the exploitation. The local pressure of ice is the most important one. It is realized at the initial moment of contact of drifting ice formations with hydrotechnical structures. Calculated values of local ice pressures at the design stage are decisive when assigning a concrete grade of a particular object, depending on the natural and climatic conditions of the construction area. For this reason a great attention was given to research of local ice in many countries [1-5]. In the former USSR departmental norms were developed [6]. Recommendations for calculating the local ice pressure under the influence of level ice were first presented in these departmental norms. An analysis of these recommendations has shown that they relate to the semi-local ice pressure,





which can be realized with the area of contact of an even ice field at its entire thickness. The local ice pressure, which is realized in smaller areas, is much higher than the maximum values of the semi-local pressure recommended by these norms.

Based on the results of experimental studies conducted on a freshwater lake during several winter seasons, and also taking into account the generalization of the data of other authors, recommendations were developed for calculating the local pressures of ice [7, 8]. They were included in the departmental document [9]. Their use in engineering practice will allow more justified designation of the brand of concrete designed hydrotechnical structures.

**THE PURPOSE OF THIS WORK IS:** review and analysis of the technical state of hydrotechnical structures built in the last century; identification of the main causes of premature destruction of their structural elements; providing a method for calculating the local pressure when exposed to level ice on the vertical profile; development of recommendations for the creation of concrete that can successfully resist the effects of natural factors throughout the life of water bodies.

#### MAIN MATERIAL

Within the framework of this work, bank protection structures were surveyed in the city of Odessa. Despite the fact that the structural elements were manufactured in the factory, many of them are in an emergency condition nowadays (Fig. 1).

An analysis of the technical state of shore protective structures shows that the main reasons for their destruction are low quality of concrete and construction works. This fact led to intensive destruction of both structural elements and structures as a whole under the influence of the natural factors listed above.

The photograph (Fig. 2) presents the technical state of the active protection bank with concrete structural elements.

In the zone of variable water level, the structure was subjected to the power of waves and level ice, as well as the temperature difference between water and air.

When the drifting ice fields are affected by the structure, local ice pressures arise at the initial moment of contact of the ice with the structure, which significantly exceed the ice strength parameter for uniaxial compression. They are the cause of local destruction of the concrete surface (Fig. 3, 4).

The poor quality of the concrete mix during its laying lead to further destruction of structural elements of hydrotechnical structures and in surface parts during operation (Fig. 5).

The presented fragments of the technical state of bank protection structures made of concrete and ferroconcrete are in principle unacceptable for marine hydrotechnical structures of a higher class



**Fig. 1.** The current technical condition of the coastal protection structures of the passive type on the Odessa coast (B. Fontansky cape)



**Fig. 2.** The state of the root part of the buna in the zone of the variable water horizon



**Fig. 3.** The hummocking of an even ice field on the shore protective structure of the sloping type (PJSC Odeskabel)





of responsibility [10]. A high class of responsibility include breakwaters, dry docks, as well as offshore structure that are operated in the open sea.

Currently, in the world practice in the construction of offshore oil and gas facilities on the shelf of freezing seas, various additives are used in concrete mixes that exclude the destruction of ferroconcrete in the zone of an alternating horizon under the influence of



**Fig. 4.** Local fracture of concrete caused by local ice pressure



**Fig. 5.** Wave-breaking wall of the shore protection structure (PJSC Odeskabel)



**Fig. 6.** Ice-resistant stationary gas production platform Troll-A in the North Sea, installed at 300 meters depth of water (Norway)

temperature differences (for example, in air  $-25^{\circ}\text{C} \div -30^{\circ}\text{C}$ , and in water  $+2^{\circ}\text{C}$ ). In this case, tidal waves in the seas reach several meters and occur daily (Fig. 6).

Such advanced technologies of the composition of concrete and the manufacture of structural elements in dry docks are, unfortunately, not available for our country now days.

In Russia, with the construction of offshore fields on the Sakhalin shelf of the Sea of Okhotsk on an ice resistant ferroconcrete platform in the zone of variable water level, metal bands of alloyed stainless steel were used (Fig. 7).

An analysis of the technical state of marine hydrotechnical structures showed that a number of factors affecting the longevity of the structures were not taken into account when designing them. The main ones are the lack of recommendations in the regulatory documents for assessing the magnitude of the local ice pressure and temperature stresses occurring in structures with significant temperature differences.

The method for estimating the local pressures of ice, depending on the initial area of contact between ice and strength on uniaxial compression, was developed on the basis of experimental studies in full-scale conditions when hard stamps of various sizes were introduced into natural ice fields [7, 8]. As a result, recommendations were formulated and were included in the departmental document of Russia [9].

In accordance with the recommendations of norms [9], the magnitude of the local pressure from flat ice fields and from the average consolidated part of hummocks is determined by means of an empirical relationship:

$$p_i = k \cdot k_v \cdot k_{b,loc} \cdot R_c \quad (1)$$

where  $k$  - is the coefficient: for freshwater ice  $k = 1$ ; for sea ice  $k = 1.164$ ;  $k_v$  - coefficient, taking into account the rate of deformation of ice formation, is taken in accordance with [8] (item 5.5, table 31);  $k_{b,loc}$  - coefficient that takes into account the stress-



**Fig. 7.** Ferro-concrete ice-resistant stationary platform in the Sea of Okhotsk



strain state of ice in the zone of its contact with the surface of the structure is determined by the formula:

$$k_{b,loc} = \left( \frac{1,12}{\sqrt[4]{\frac{S}{h_d^2}}} + 0,56 \right)^2 + 0,93, \quad (2)$$

$R_c$  - ice strength for uniaxial compression, MPa.

In the same way, the local pressure from the average consolidated part of the calculated hummock formation can be determined. In this case, instead of the design strength of an even ice field on a uniaxial compression  $R_c$ , the integral strength of the middle part of the field of hummocking or a single hummock  $R_m$  should be used.

## CONCLUSIONS

1. At present Ukraine is energetically dependent country. To reduce this dependence, there is an urgent need to develop promising hydrocarbon deposits on the Black Sea shelf, which are located at various depths of the water. As the world experience shows, when developing offshore deposits at moderate depths of water, sea ice resistant platforms made of reinforced concrete are used.
2. The design of any types of hydrotechnical structures in accordance with the requirements of the norms [10] should be carried out with scientific accompaniment.
3. In the process of scientific support, due to the relatively short time of the design stages, it is impossible to solve the scientific problems on the basis of which the recommendations of normative documents are developed.
4. In the process of designing hydrotechnical structures of various functional purposes in freezing water bodies, it is necessary to estimate the value of the local ice pressure in order to justify the design strength of concrete and ferroconcrete structures that will be located in ice impact zones.
5. Researchers in the field of reinforced concrete structures should develop new compositions of concrete that would best correspond to the working conditions of marine hydrotechnical structures.
6. Scientific research aimed at creating modern regulatory documents for the design and construction of concrete and ferroconcrete hydrotechnical structures can not be carried out without the financial support of the state of Ukraine.

## REFERENCES

1. Afanasev V.P. Ice Pressure on Vertical Structures. Transportnoe Stroitelstvo (3). NRC Technical Translation 1708, Ottawa, Canada, 1972. - P. 47-48.
2. Bruen F.J. et al. Selection of local Design Ice Pressure for Arctic Systems, OTC-82, Houston, 1982. - P. 417-435.
3. Iyer S.H. A state of the art review of local ice loads for the design of offshore structures. Proc. IAHR Ice Symp., Sapporo, Japan, 1988. - P. 509-566.
4. Masterson D.M. & Frederking R.M.W. Local contact pressures in ship/ice and structure/ice interactions. Cold Regions and Technology, Amsterdam, 1993, vol. 21. - P.169-185.
5. Slomski S. & Vivatrat V. Selection of Design Ice Pressure and Application to Impact Load Prediction. POAC, Helsinki, Finland, 1983. - P.124 - 127.
6. VSN 41.88. Design of offshore ice-resistant fixed platforms. - Moscow: Minnefteprom of the USSR, 1988. - 136 p.
7. Rogachko S.I., Istomin A.D. & Tuomo Karna. Indentation Tests on Lake Ice. Proc. of the 16<sup>th</sup> Internat. Conf. on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions POAC'01 Ottawa, Ontario, Canada, 2001. - P. 649-656.
8. Rogachko S.I. & Istomin A.D. Experimental studies of local ice pressure under the influence of drifting ice formations on marine hydrotechnical structures. Coll. of scientific papers "Water Economics, Ports and Port Facilities, Objects of Construction on the Shelf". - Moscow: MGSU Publ., 2002. - P. 41- 46.
9. R 31.3.07-01. Guidelines for calculating loads and impacts from waves, ships and ice on marine hydraulic structures. - M.: Soyuzmorniiproekt, 2001. - 44 p.
10. System of reliability and safety of construction objects. Scientific and technical support of construction objects. (2007). DBN B.1.2-5:2007 from 01<sup>st</sup> January 2008. Kyiv: SE "Ukrarhbudininform". - 14 p. [in Ukrainian].

The article has entered in edition on 07.08.2017.





УДК 004.91:004.891.3



**ЄРЕМЕНКО Б.М.**

Канд. технічних наук, доц., Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ, Україна, e-mail: erembm@ukr.net, тел.: +38 (098) 954-02-13, ORCID: 0000-0002-3734-0813



**ТЕРЕНЧУК С.А.**

Канд. фізико-мат. наук, доц., Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ, Україна, e-mail: terenchuksa@ukr.net, тел.: +38 (067) 508-96-38, ORCID: 0000-0002-7141-6033



**КАРТАВИХ С.М.**

Керівник інж.-техн. підрозділу, ТОВ «ДІМ», м. Київ, Україна, e-mail: s.kartavyh@dim-bud.ua, тел.: +38 (067) 290-83-08, ORCID: 0000-0003-2287-4297



**НАСІКОВСЬКИЙ О.В.**

Керуючий партнер, ТОВ «ДІМ», м. Київ, Україна, e-mail: avnukraina@gmail.com, тел.: +38 (050) 462-29-19, ORCID: 0000-0002-7787-3817

## ЗАСТОСУВАННЯ ЕКСПЕРТНИХ ЗНАТЬ ДЛЯ ФОРМУВАННЯ БАЗИ ЗНАТЬ СИСТЕМИ ОЦІНЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

### АНОТАЦІЯ

**Вступ.** Планування і виконання будівельних, будівельно-ремонтних робіт і робіт із реконструкції будівель і споруд в умовах ущільненої забудови, має ряд ознак, які є характерними для слабо структурованих задач. Даний клас задач набуває масового характеру і потребує розроблення і впровадження нових методів і засобів їх вирішення, що дозволять підвищувати рівень автоматизації, надійність і швидкість процесу прийняття рішень на різних стадіях забезпечення передумов надійності та безпеки будівель і споруд. При цьому особливої актуальності набуває задача інтелектуалізації систем підтримки прийняття рішень, які призначені для оцінювання технічного стану залізобетонних конструкцій.

**Мета.** Дослідження оцінок технічного стану залізобетонних конструкцій та формалізація експертних знань і досвіду, на основі яких формується база знань системи оцінювання.

**Методика.** Узагальнений експертний досвід формалізується у вигляді нечітких моделей і правил для оцінювання стану конструкцій будівлі, що функціонує в умовах невизначеності різного характеру. Правила будуються на основі співставлення оцінок технічного стану реальних конструкцій з урахуванням впливів випадкових факторів середовища.

**Результати досліджень.** Формалізовані суттєві параметри деградації та фактори впливу зовнішнього середовища, з яких будується вектор вхідних да-

них для нечітких моделей і правил, що призначені для застосування в інтелектуальних діагностичних системах і системах підтримки прийняття рішень при забезпеченні передумов надійності та безпеки об'єктів будівництва на різних стадіях їх життєвого циклу.

**Наукова новизна.** Аналіз науково-технічних досліджень та експертних оцінок використано для специфікації моделей, на основі яких реалізується нечітке виведення в системах правил нечітких продукцій на кожному етапі дослідження конструкцій.

**Висновки.** Формалізовані знання та досвід, що отримані при діагностуванні конструкцій з дефектами і пошкодженнями різного характеру призначені для застосування в автоматизованих системах підтримки прийняття рішень при створенні відповідної технічної документації на стадії передпроектної підготовки реконструкції будівлі та можуть бути використані при виборі конструктивного рішення в процесі проектування об'єктів-аналогів. Інтеграція системи оцінювання технічного стану будівельних конструкцій в системи автоматизації проектувальних робіт дозволяє суттєво знизити ризики впливу людського фактору, що пов'язані з помилками специфікації моделей для прогнозування на великі проміжки часу.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** залізобетонна конструкція, оцінка, технічний стан, база знань.





## ПРИМЕНЕНИЕ ЭКСПЕРТНЫХ ЗНАНИЙ ДЛЯ ФОРМИРОВАНИЯ БАЗЫ ЗНАНИЙ СИСТЕМЫ ОЦЕНИВАНИЯ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**ЕРЕМЕНКО Б.М.** Канд. технических наук, доц., Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев, Украина, e-mail: erembm@ukr.net, тел.: +38 (098) 954-02-13, ORCID: 0000-0002-3734-0813

**ТЕРЕНЧУК С.А.** Канд. физико-мат. наук, доц., г. Киев, Украина, Киевский национальный университет строительства и архитектуры, e-mail: terenchuksa@ukr.net, тел.: +38 (067) 508-96-38, ORCID: 0000-0002-7141-6033

**КАРТАВЫХ С.Н.** Руководитель инженерно-технического подразделения, ООО «ДИМ», г. Киев, Украина, e-mail: s.kartavyh@dim-bud.ua, тел.: +38 (067) 290-83-08, ORCID: 0000-0003-2287-4297

**НАСИКОВСКИЙ А.В.** Управляющий партнер, ООО «ДИМ», г. Киев, Украина, e-mail: avnukraina@gmail.com, тел.: +38 (050) 462-29-19, ORCID: 0000-0002-7787-3817

### АННОТАЦИЯ

**Введение.** Планирование и выполнение строительных, ремонтно-строительных работ и работ по реконструкции зданий и сооружений в условиях плотной городской застройки имеет ряд признаков, характеризующих слабо структурированные задачи. Данный класс задач приобретает массовый характер и требует разработки и внедрения новых методов и средств их решения, позволяющих повысить уровень автоматизации, надежность и скорость процесса принятия решений на ранних стадиях обеспечения предпосылок надежности и безопасности зданий и сооружений. При этом особую актуальность приобретает задача интеллектуализации систем поддержки принятия решений, которые предназначены для оценки технического состояния железобетонных конструкций.

**Цель.** Исследование оценок технического состояния железобетонных конструкций и формализация экспертных знаний и опыта, на основе которых формируется база знаний системы оценивания.

**Методика.** Обобщенный экспертный опыт формализуется в виде нечетких моделей и правил для оценки состояния конструкций здания, которое функционирует в условиях неопределенности и рисков различного характера. Правила строятся на основе оценок технического состояния реальных конструкций с учетом влияния случайных факторов среды.

**Результаты.** Формализованы существенные параметры деградации и факторы влияния внешней среды, из которых строится вектор входных данных для нечетких моделей и правил, формирующих базу знаний интеллектуальных систем диагностики и систем поддержки принятия решений при оценке технического состояния конструкций на различных стадиях жизненного цикла строительных объектов.

**Научная новизна.** Анализ научно-технических исследований и экспертных оценок использован для спецификации моделей, на основе которых реализуется нечеткий вывод в системах правил нечетких продукций на каждом этапе обследования конструкций.

**Выводы.** Формализованные знания, которые приобретаются при диагностике поврежденных конструкций, предназначены для применения в автоматизированных системах поддержки принятия решений при разработке технической документации на стадии предпроектной подготовки реконструкции здания. Полученный опыт может использоваться при выборе конструктивного решения в процессе проектирования объектов-аналогов. Интеграция системы оценивания технического состояния строительных конструкций в системы автоматизации проектных работ позволяет существенно снизить риски человеческого фактора, связанные с ошибками спецификации моделей для прогнозирования на длительные промежутки времени.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** железобетонная конструкция, оценка, техническое состояние, база знаний.

## EMPLOYMENT OF EXPERT KNOWLEDGE TO FORMATION OF THE KNOWLEDGE BASES OF THE ASSESSMENT SYSTEM OF TECHNICAL CONDITION OF BUILDING CONSTRUCTIONS

**YEREMENKO B.M.** PhD, Ass. Prof., Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture, Kyiv, Ukraine, e-mail: erembm@ukr.net,

tel.: +38 (098) 954-02-13, ORCID: 0000-0002-3734-0813

**TERENCHUK S.A.** PhD, Ass. Prof., National University of Civil Engineering and Architecture, Kyiv, Ukraine, e-mail: terenchuksa@ukr.net, tel.: +38 (067) 508-96-38, ORCID: 0000-0002-7141-6033

**KARTAVYKH S.M.** Head of engineering techn. unit, DIM, Limited Liability Company, Kyiv, Ukraine, e-mail: s.kartavyh@dim-bud.ua,

tel.: +38 (067) 290-83-08, ORCID: 0000-0003-2287-4297

**NASIKOVSKY O.V.** Managing partner, DIM, Limited Liability Company, Kyiv, Ukraine,

e-mail: avnukraina@gmail.com,

tel.: +38 (050) 462-29-19, ORCID: 0000-0002-7787-3817

### ABSTRACT

**Introduction.** Planning and implementation of construction, construction and repair work and reconstruction of buildings and structures in compact planning conditions has a number of features which are specific for poorly structured tasks. This class of tasks acquires a mass character and requires the development and implementation of new methods and tools for their solution that allow to increase the level of automation, reliability and speed of the decision-making process in the early stages of ensuring the preconditions for the reliability and safety of buildings and structures. In this connection, the problem of intellectualization of decision support systems intended for diagnostics of reinforced concrete structures.



**Goal.** Research of assessments of technical conditions of reinforced concrete structures and formalization of expert knowledge and experience, on the basis of which the knowledge base of the assessment system is formed.

**Methodology.** The generalized expert experience is formalized in the form of fuzzy models and rules for assessing the state of the structure of a building functioning in conditions of uncertainty and risks of a different nature. The rules are based on assessments of the technical condition of real structures, taking into account the influence of random environmental factors.

**Results.** The essential parameters of degradation and environmental factors from which the input data vector is constructed for fuzzy models and rules intended for use in intelligent diagnostic systems and decision support systems when assessing the technical state of structures at various stages of the life cycle of a construction object are formalized.

**Scientific novelty.** The analysis of scientific and technical studies and structural state assessments is used to specify the models on the basis of which a fuzzy inference is realized in the fuzzy product rules systems at each stage of the structural condition survey.

**Conclusions.** Formalized knowledge that is acquired in the diagnosis of damaged structures is intended for use in automated decision support systems when developing technical documentation at the stage of pre project preparation of a building reconstruction. The obtained experience can be used when choosing a constructive solution in the process of designing analogical objects. Integration of the system for assessing the technical condition of building structures in the automation systems of design works can significantly reduce the human factor risks associated with errors in the specification of models for long-term forecasting.

**KEY WORDS:** reinforced concrete structures, assessment, technical condition, knowledge.

## ВСТУП

Планування і виконання будівельних, будівельно-ремонтних робіт і робіт із реконструкції будівель і споруд (особливо в умовах ущільненої міської забудови) має ряд ознак, які характеризують слабо структуровані задачі, що планується розв'язувати в майбутньому. В процесі розв'язання таких задач, зазвичай, виникає широкий набір альтернатив розподілу комбінованих ресурсів, а прийняття рішень супроводжується ризиками, що пов'язані з порушенням вимог до вартості або часу виконання робіт та зміною впливів як на внутрішнє, так і на зовнішнє середовище.

При структуризації проблеми деякі умови задачі набувають кількісних значень, що надає можливість розв'язувати задачі чисельними методами з застосуванням систем автоматизації проектувальних робіт. Прийняття оптимального за призначеними критеріями проектного рішення в умовах зростання обсягу інформації, яка змінюється під впливом зовнішніх чинників, і кількості варіацій при проектуванні – складне завдання, що вирішується

шляхом порівняння різних альтернатив. Проблема найкращого вибору, як правило, постає ще на стадіях передпроектної підготовки та проектування і характеризується невизначеністю різного характеру. Проте, саме рішення, що приймаються на даних стадіях, в значній мірі визначають надійність проекту, вартість будівництва та утримання будівлі.

Даний клас задач набуває масового характеру і потребує розроблення і впровадження нових методів і засобів їх вирішення, що дозволить підвищити рівень автоматизації, надійність і швидкість процесу прийняття рішень на ранніх стадіях забезпечення передумов надійності та безпеки будівель і споруд. У зв'язку з цим, особливої актуальності набула задача інтелектуалізації систем підтримки прийняття рішень, які призначені для технічної діагностики залізобетонних конструкцій [1].

Представлена стаття містить аналіз науково-технічних оцінок, які є частиною досліджень, що здійснюються в напрямку впровадження передових технологій в процесі проектування, будівництва, реконструкції об'єктів підвищеної складності та оцінки впливу середовища, на об'єкти, що експлуатуються в складних геолого-фізичних умовах і умовах ущільненої забудови [3].

## МЕТА

Метою роботи є дослідження оцінок технічного стану несучих залізобетонних конструкцій та формалізація експертних знань і досвіду, на основі яких формується база знань системи оцінювання.

## АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Сучасна практика проектування виявила зростання кількості задач, які пов'язані з виконанням робіт із реконструкції та посилення існуючих залізобетонних конструкцій.

Серед причин, що зумовлюють необхідність проведення будівельно-ремонтних робіт і робіт із реконструкції, виділяють зміни [2, 3]:

- фізико-механічних властивостей матеріалів або характеристик перерізів елементів внаслідок корозійного зносу і накопичення дефектів та пошкоджень;
- параметрів об'єкта будівництва в цілому або його окремих конструкцій при перебудові існуючого каркаса чи зміні параметрів технологічних навантажень.

Врахування натурних даних щодо процесів деградації матеріалів і конструкцій, які отримують в процесі діагностування їх технічного стану, є необхідною умовою визначення граничних станів та заходів для забезпечення експлуатаційної придатності будівельних конструкцій в майбутньому. Проте, реалізація і впровадження в будівельній галузі інтелектуальних діагностичних систем і технологій значно обмежена низкою проблем, які пов'язані з набуттям, систематизацією, ідентифікацією та формалізацією даних щодо технічного стану конструкцій, що виготовлені в різний час і



функціонують у різних умовах [4]. При реалізації систем оцінювання технічного стану залізобетонних конструкцій до зазначених проблем додаються проблеми, що пов'язані з гетерогенною структурою бетону. Процеси руйнування такої структури залежать від суперпозиції великої кількості внутрішніх факторів, ступінь впливу кожного з яких визначається станом зовнішнього середовища, яке в умовах ущільненої міської забудови характеризується невизначеністю і ризиками різного характеру.

Зазначені особливості значно ускладнюють ідентифікацію та систематизацію дефектів і пошкоджень залізобетонних конструкцій і прогнозування характеру та динаміки процесів деградації. Підхід, в основу якого покладено моделі і методи нечіткої математики, надає можливість формувати базу знань для інтелектуальних систем підтримки прийняття рішень на основі співставлення результатів обстеження об'єкта будівництва з результатами моніторингу середовища в режимі реального часу. Але розроблення і застосування нечітких правил неможливі без формалізації знань експертів, що здійснюють оцінку технічного стану конструкцій, і урахування досвіду проектувальників та будівельників, які готові надавати цей досвід для розроблення моделей і методів, на основі яких формується база знань подібних систем [4 – 6].

#### ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Робота виконана на підставі аналізу експертних оцінок технічного стану та експлуатаційної придатності несучих конструкцій будівлі. Обстеження та оцінювання технічного стану конструкцій на предмет можливості надбудови проведені спільно фахівцями групи компаній девелоперсько-будівельного холдингу повного циклу – «ДІМ» та Державного підприємства «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». Дослідження призначені для розв'язання задач забезпечення передумов надійності та безпеки будівництва і подальшої експлуатації несучих залізобетонних конструкцій будівель, поруч з якими заплановане зведення нових об'єктів (рис. 1).

При обстеженні та оцінюванні, окрім графічного оформлення результатів (рис. 1), виконували фото фіксацію дефектів і пошкоджень (рис. 2), підвалу, графічне зображення якого представлено на рис. 1.

Фотографії і рисунки супроводжуються текстовою

інформацією, що містить чіткі та нечіткі характеристики параметрів дефектів і пошкоджень, які були зафіксовані при обстеженні будівлі в цілому та її окремих конструкцій.

Наприклад, представлені на рис. 1, 2 фрагменти є частиною інформації, що відображає стан підвалу, при обстеженні якого зафіксовано:

- руйнування захисного шару бетону, оголення та корозія арматури на ділянках перекриття загальною площею 40,0 м<sup>2</sup>;
- суцільна поверхнева та пластична корозія швелерів та металевих балок перекриття;
- сліди зволоження, висоли, грибок, руйнування оздоблювального та штукатурного шарів на ділянках стін загальною площею 30,0 м<sup>2</sup>.

За результатами аналізу дефектів і пошкоджень, які виявлені при обстеженні будівлі в цілому, відповідно до експертних висновків встановлено, що стіни та колони цегляної кладки, перекриття по дерев'яних балках, залізобетонні конструкції сходових площадок та маршів, плити балконів та сталеві балки перекриття із швелерів № 16 в коридорі підвалу знаходяться у задовільному стані, за виключенням монолітного залізобетонного перекриття, зовнішніх рейок та металевих балок із швелерів № 30 підвалу. Технічний стан підвалу визначено непридатним до нормальної експлуатації на підставі висновків щодо стану балок із швелерів № 30 та втрати поперечного перерізу стрижнів арматурної сітки в межах 5 – 100% внаслідок впливу фізико-хімічних факторів середовища (рис. 2). За несучою здатністю та експлуатаційними властиво-

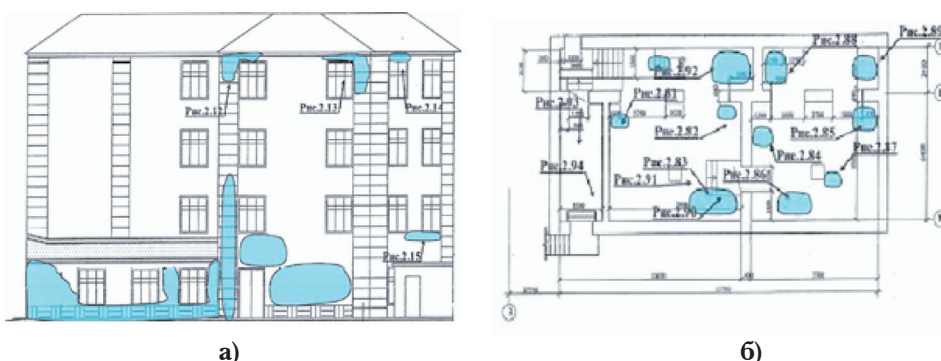


Рис. 1. Фрагменти обстеження будівлі, з фіксацією дефектів та пошкоджень: а) – фасад в осях А – Е; б) – план підвалу

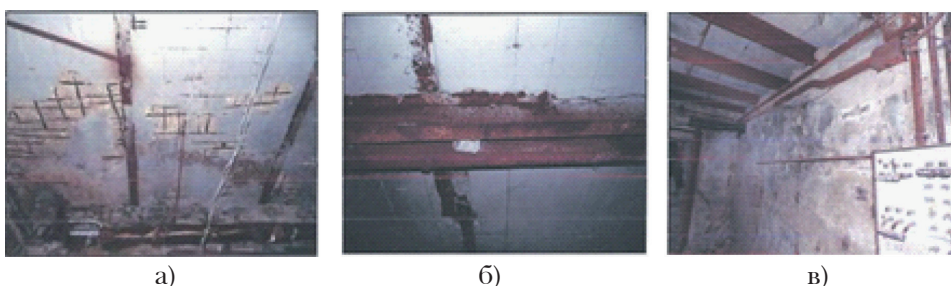


Рис. 2. Фото – фрагменти стану підвалу:

- а) руйнування захисного шару бетону, суцільна поверхнева та пластична корозія арматури, руйнування окремих стрижнів перекриття;
- б) суцільна поверхнева та пластична корозія швелерів; в) сліди зволоження, висоли, грибок, руйнування оздоблювального та штукатурного шарів





стями технічний стан конструкцій визначали за [4].

Прийняття рішень щодо подальшої експлуатації будівельних конструкцій, які мають дефекти та пошкодження чи перебувають під дією критичних навантажень і впливів, визначають за сукупністю цих дефектів і пошкоджень згідно з чинними нормативними документами на основі результатів прогнозування характеру розвитку та ступеня небезпеки дефекту в певних умовах та з урахуванням особистого досвіду експертів. Таким чином, технічний стан об'єкта будівництва в цілому визнано задовільним, оскільки наявність окремих будівельних конструкцій з такою категорією технічного стану, як «непридатний до нормальної експлуатації», впливають на довговічність будівлі та потребують проведення будівельно-ремонтних робіт, але не обмежують його використання за призначенням.

При розробленні рекомендацій щодо проведення реконструкції існуючої будівлі розрізняють поняття «деградація елементів конструкцій» і «деградації конструкційних матеріалів».

Деградація елемента конструкції – накопичення корозійних та механічних дефектів, які зумовлюють зниження його несучої здатності. Надалі деякі з них усувають під час ремонту, а інші враховують при виборі конструктивного рішення будівлі в процесі проектування. При цьому, напружено-деформований стан елемента з дефектами і його ресурс визначають за вихідними механічними характеристиками матеріалів [3].

Деградація елемента конструкції характеризується параметрами дефектів і пошкоджень, приклад формалізації яких представлено в табл. 1.

Іншою причиною зміни експлуатаційних характеристик будівельних конструкцій є деградація матеріалів впродовж тривалої експлуатації в різних умовах. Для врахування кінетики змін властивостей матеріалів, множини параметрів руйнування доповнено множиною параметрів впливу середовища, в якому експлуатується певний об'єкт [4].

Моніторинг середовища здійснюють за навантаженнями та впливами [3,7], які призводять до зміни напружено-деформованого стану конструкції (табл. 2).

Основні етапи формування бази знань системи оцінювання показані на рис. 3.

Із рисунку видно, що формування бази знань системи є частиною технології оцінювання технічного стану конструкцій на

Таблиця 1. Приклад формалізації параметрів деградації елемента конструкції

Дефекти і пошкодження	Терми лінгвістичної оцінки
$y_1$ – руйнування захисного шару бетону	немає (н); незначне (нз); суттєве (ст);
$y_2$ – сліди замокання або промерзання бетону	немає (н); незначне (нз); суттєве (ст);
$y_3$ – лущення поверхні бетону	немає (н); незначне (нз); суттєве (с)
$y_5$ – прогин плит	немає (н); незначний (нз); суттєвий (с);
$y_7$ – корозія арматури	відсутня (кв); окремих стрижнів (кос); суцільна поверхнева (ксп); пластична (пка);
$y_9$ – місце розташування ознак деградації	біля опор (бо); в швах між плитами (шп); в полках плит (пп); вздовж арматури (ва); на ділянці перекриття (дп);

Таблиця 2. Приклад формалізації параметрів впливу середовища на швидкість руйнування залізобетонних конструкцій

Параметри впливу	Терми лінгвістичної оцінки
$y_{12}$ – вплив корозії	відсутній (н); несуттєвий (нс); середній (се); суттєвий (ст)
$y_{14}$ – вплив вібрацій	немає (н); несуттєвий (нс); суттєвий (ст)
$y_{15}$ – вплив вологості	відсутній (н); несуттєвий (нс); середній (се); суттєвий (ст)
$y_{16}$ – вплив замокання	відсутній (н); повільний (пт); середній (се); суттєвий (ст)
$y_{17}$ – вплив температури	відсутній (н); повільний (пн); середній (се); суттєвий (ст)
$y_{13}$ – вплив навантажень з боку надбудови	предмет подальших досліджень

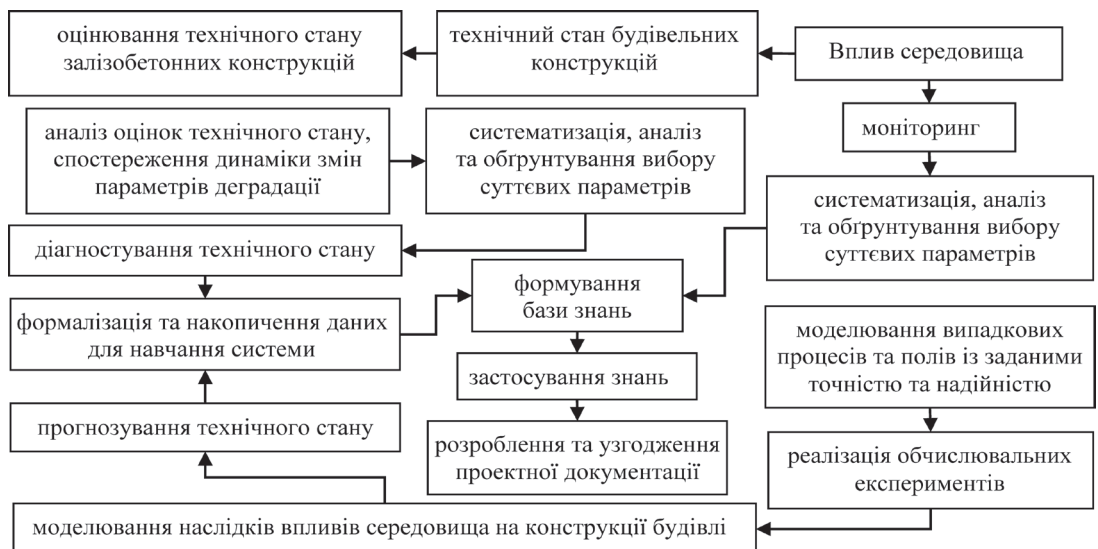


Рис. 3. Схема формування бази знань системи оцінювання технічного стану будівельних конструкцій



основі результатів діагностування та дослідження узагальнених експертних знань, а термін «оцінювання» використовується в даній роботі для визначення характеристик ймовірного стану конструкцій при діагностуванні чи прогнозуванні, тобто в теперішньому чи майбутньому часі, відповідно. Здобуття, накопичення і систематизація реальних даних для формування бази знань системи оцінювання передбачається на стадіях утримання та виведення об'єкта будівництва з експлуатації [8].

Накопичені знання застосовують при прийнятті конструктивних рішень та формуванні календарного графіка виконання будівельно-монтажних робіт за проектом на різних стадіях життєвого циклу даного об'єкта або об'єкта-аналога (рис. 4).

Формалізація даних та виведення правила, що формують базу знань системи оцінювання, формалізуються розробниками моделей на основі співставлення експертних оцінок з результатами моніторингу відповідних факторів впливу середовища і ґрунтуються на врахуванні ступеня відхилень класифікаційних ознак технічного стану конструкцій від нормативних значень, швидкості деградації та характеру впливу середовища [5, 8].

В табл. 3 представлено фрагмент бази знань діагностичних параметрів технічного стану залізобетонних балок.

Кожен стовпчик ( $Y_j$ ) табл. 3 відповідає пев-

ним термам лінгвістичних змінних, що описують діагностичні параметри деградації та впливу середовища, що визначаються при оцінюванні будівельних конструкцій, стан яких оцінюється термами: нормальний (Н); задовільний (З); непридатний до нормальної експлуатації (Не) та аварійний (А). Кожен рядок таблиці відповідає нечіткому правилу, зв'язок між змінними якого здійснюється із залученням логічної операції «та» (&).

Принцип роботи системи та алгоритм нечіткого виведення визначено в [7, 8]. Специфікацію моделей здійснювали для залізобетонних конструкцій, що тривалий час функціонували в умовах щільної міської забудови. Правила можуть бути використані експертами для оцінювання технічного стану об'єктів-аналогів, а також для навчання штучних нейронних мереж. Перспективи впровадження штучних нейромереж різної архітектури в систему оцінювання технічного стану залізобетонних конструкцій досліджено в [9].

### ВИСНОВКИ

1. За результатами проведених досліджень виявлено та формалізовано суттєві параметри деградації і фактори впливу зовнішнього середовища, з яких формується вектор вхідних даних для нечітких моделей і правил, що необхідні для прогнозування технічного стану конструкцій при створенні відповідної технічної документації на стадії передпроектної підготовки реконструкції будівлі.



Рис. 4. Впровадження системи оцінювання технічного стану будівельних конструкцій в процес управління параметрами надійності та безпеки конструкцій будівлі

Таблиця 3. Фрагмент бази знань параметрів деградації будівельних конструкцій

Вид конструкції	Номер правила	Кількість елементів	Операція	Параметри стану								Терм стану
				$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_5$	$Y_7$	$Y_9$	$Y_{14}$		
1	2	20	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
залізобетонні конструкції	7	20	&	н	нз	нз	нз	кв	-	нс	Н	
	8	20	&	нз	нз	нз	нз	кос	шп	нс	З	
перекриття із швелера №30	22	20	&	ст	ст	нз	ва	спк	шп	се	Не	
	25	20	&	ст	ст	ст	ст	пка	ва	ст	А	



2. Експертний досвід оцінювання конструкцій з дефектами і пошкодженнями різного характеру може бути використано при виборі конструктивного рішення на стадії проектування об'єктів-аналогів.
3. Застосування знань, що набуті за результатами дослідження експертного досвіду оцінювання технічного стану несучих залізобетонних конструкцій, дозволяє суттєво знизити ризики прогнозування, що пов'язані з помилками специфікації першого роду.
4. Реалізація програмних засобів, що функціонують на основі нечітких моделей, надає можливість підвищити рівень автоматизації експертних систем оцінювання технічного стану будівельних конструкцій та впливу середовища на їх технічний стан в умовах невизначеності, коли детерміновані моделі складні, або не придатні для практичного використання.

#### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Terentyev O. & Poltorak O. Development of models and methods for determining the physical deterioration of items for the task of diagnostics of technical condition of buildings and structures. *Science Rise*, 2016. - Vol. 8/2(25). - P. 14-19.
2. Система надійності та безпеки в буд-ві. Буд-во в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки: ДБН В. 1.2-12-2008. - [Чинні від 2009-01-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2009. - 34 с. - (Державні буд. норми України).
3. Система забезпечення надійності та безпеки буд. об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В. 1.2.-2.:2006. - [Чинні від 2007-01-01]. - Київ: Сталь, 2007. - 60 с. - (Державні буд. норми України)
4. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. - [Чинний від 2017-04-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2017. - 45 с. - (Національний стандарт України).
5. Єременко Б.М. Моделювання інтелектуальної системи для діагностики технічного стану об'єктів будівництва / Б.М. Єременко // Технологічний аудит та резерви виробництва. - 2015. - № 1/2 (21). - С. 44-48.
6. Sarycheva L.V. Objective Cluster Analysis of Data Based on GMDH. *J. of Automation and Inform. Sciences*, 2008. - Vol. 40/4. - P. 28-48.
7. Теренчук С.А. Оцінювання технічного стану будівельних конструкцій на основі нечіткого виведення / С.А. Теренчук, Б.М. Єременко, А.О. Пашко // Буд. виробництво. - 2016. - № 61/2016. - С. 23-31.
8. Terenchuk S., Yeremenko B. & Sorotuyk T. Implementation of Intelligent Information Technology for the Assessment of Technology for Condition of Building Structures in the Process

of Diagnosis. *Eastern Europ. J. of Enterprise Technologies*, 2016. - Vol. 5/3(83). - P. - 30-39.

9. Теренчук С.А. Аналіз здатності штучних нейромереж до розв'язання задач оцінювання технічного стану будівельних конструкцій / С.А. Теренчук, Н.І. Полтораченко, Ю.В. Кошарна // Буд. виробництво. - 2016. - № 63/1/2017. - С. 85-90.

#### REFERENCES

- 1 Terentyev O. & Poltorak O. Development of models and methods for determining the physical deterioration of items for the task of diagnostics of technical condition of buildings and structures. *Science Rise*, 2016. - Vol. 8/2(25). - P. 14-19 [in English].
- 2 System of reliability and safety in the construction engineering. Bud-under conditions of condensed building. (2009). DBN V.1.2-12-2008. - [Effective from 01<sup>st</sup> January 2009]. - Kyiv: State Enterprise «Ukrarhbudinform». - 34 p. - (State construction norms of Ukraine).
- 3 System of reliability and safety of construction objects. Load and impact. Design standards. (2007). DBN V 1.2.-2.2006. - [Effective from 01<sup>st</sup> January 2007]. - Kyiv: State Enterprise «Ukrarhbudinform». - 60 p. - (State construction norms of Ukraine).
- 4 Guidelines for the inspection of buildings and structures for the determination and assessment of their technical condition. (2017). DSTU-N B V.1.2-18: 2016. - [Effective from 01<sup>st</sup> April 2007]. - Kyiv: State Enterprise «Ukrarhbudinform». - 45 p. - (National standard of Ukraine).
- 5 Sarycheva L.V. Objective Cluster Analysis of Data Based on GMDH // *J. of Automation and Inform. Sciences*, 2008. - 40/4. - P. 28-48 [in English].
- 6 Yeremenko B.M. Modeling intellectual system for diagnostics of technical state of construction, *Technology of production and reserves audit*, 2015, vol. 1/2, no. 21. - P. 44-48 [in Ukrainian].
- 7 Terenchuk S.A., Yeremenko B.M. & Pashko A.O. Assessment of the technical condition of building structures on the basis of fuzzy inference. *Building production*, 2016. - № 61/2016. - P. 23-31 [in Ukrainian].
- 8 Terenchuk S., Yeremenko B. & Sorotuyk T. Implementation of Intelligent Information Technology for the Assessment of Technology for Condition of Building Structures in the Process of Diagnosis. *Eastern Europ. J. of Enterprise Technologies*, 2016. - Vol. 5/3(83). - P. 30-39 [in English].
- 9 Terenchuk S.A., Poltorachenko N.I. & Kosharna Y.V. Analysis of the ability of artificial neural networks to solve problems of assessing the technical condition of building structures. *Building production*, 2016. - № 61/2017. - P. 85-90 [in Ukrainian].

Стаття надійшла до редакції 04.09.2017.





УДК 620.169.2



**КОВАЛЬ Т.І.**

Науковий співробітник,  
Національний транспортний  
університет, м. Київ, Україна,  
e-mail: tetyanakoval412@gmail.com  
тел. +38 (096) 934-43-03,  
ORCID: 0000-0001-7063-6512



**РИМАРЧУК П.П.**

Зав. лаб., ТзОВ «НВП «Триада»,  
м. Львів, Україна,  
e-mail: rym\_petro@meta.ua,  
тел. +38 (096) 859-15-60,  
ORCID: 0000-0002-0395-1114

## ВПЛИВ БАГАТОРАЗОВО ПОВТОРЮВАНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА МІЦНІСТЬ БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ ЗРАЗКІВ БАЛОК

### АНОТАЦІЯ

**Вступ.** Перспективи застосування неметалевої композитної базальтопластикової арматури у будівництві мостів полягають у тому, що така арматура не кородує і може частково вирішити питання довговічності мостових споруд. Але на сьогоднішній день робота базальтобетонних конструкцій під дією багаторазово повторюваних навантажень внаслідок руху транспортних засобів лишається маловивченою. Були проведені дослідження впливу тривалих циклічних навантажень на міцність базальтобетонних зразків балок, армованих різними діаметрами базальтопластикової арматури методом лабораторних випробувань.

**Проведення експериментів.** Програма досліджень передбачала випробування десяти балок, армованих одиничним стержнем базальтопластикової арматури: по дві балки із однаковим діаметром арматури. Всі зразки балок відрізнялися між собою тільки діаметром робочого стержня, решта вихідних параметрів та зовнішніх впливів були однаковими.

**Висновки з проведених експериментів.** За результатами аналізу проведених експериментальних досліджень було зроблено висновки про те, що базальтопластикові арматури ефективно працює у складі монолітного бетону; жоден зразок не був зруйнований внаслідок втоми, окрім першого, який зазнав 6 700 000 циклів із найменшим коефіцієнтом армування (діаметр 4 мм при поперечному перерізі балки площею 20·103 мм<sup>2</sup>). Балка-близнюк із цієї ж серії витримала найвищий рівень навантаження протягом 2 000 000 циклів навантаження без утворення тріщин. Це свідчить про те, що конструкції балок із базальтопластиковою арматурою характеризуються значною живучістю, не обвалюються під час значних (88% від навантаження тріщиноутворення, відповідно до методики випробувань) рівнів навантажень при динамічному режимі роботи.

Експериментально встановлено, що базальтопластикові арматури з періодичним профілем має висо-

кий коефіцієнт зчеплення з бетоном.

Підтверджено досвід випробувань аналогічних у роботі базальтобетонних зразків балок про те, що навантаження тріщиноутворення в базальтобетонних елементах з різним коефіцієнтом армування не залежить від цього коефіцієнту і значення навантаження тріщиноутворення для зразків різних серій близьке.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** базальтопластикові арматури, тривалі циклічні навантаження, базальтобетон, тріщиноутворення.

### ВЛИЯНИЕ МНОГОКРАТНО ПОВТОРЯЮЩЕЙСЯ НАГРУЗКИ НА ПРОЧНОСТЬ БАЗАЛЬТОБЕТОННЫХ ОБРАЗЦОВ БАЛОК

**КОВАЛЬ Т.И.** Научный сотрудник, Национальный транспортный университет, г. Киев, Украина, e-mail: tetyanakoval412@gmail.com, тел. +38 (096) 934-43-03, ORCID: 0000-0001-7063-6512

**РЫМАРЧУК П.П.** Зав. лаб., ТзОВ «НВП «Триада», г. Львов, Украина, e-mail: rym\_petro@meta.ua, тел. +38 (096) 859-15-60, ORCID: 0000-0002-0395-1114

### АННОТАЦИЯ

**Введение.** Перспективы применения базальтопластиковой арматуры в строительстве мостов заключаются в том, что такая арматура не корродирует и может частично решить вопрос долговечности мостовых сооружений. Но на сегодняшний день работа базальтобетонных конструкций под действием многократно повторяющихся нагрузок вследствие движения транспортных средств остается малоизученной. Были проведены исследования влияния длительных циклических нагрузок на прочность базальтобетонных образцов балок, армированных различными диаметрами базальтопластиковой арматуры методом лабораторных испытаний.

**Проведение экспериментов.** Программа исследований предусматривала испытания десяти знаков



балок, армированных единичным стержнем базальтопластиковой арматуры по 2 балки с одинаковым диаметром арматуры. Все образцы балок отличаются между собой только диаметром рабочего стержня, остальные исходные параметры и внешние воздействия одинаковы.

**Выводы из экспериментов.** По результатам анализа проведенных экспериментальных исследований были сделаны выводы о том, что базальтопластиковая арматура эффективно работает в составе монолитного бетона; ни один образец не был разрушен в результате усталости, кроме первого, который выдержал 6 700 000 циклов, имея наименьший коэффициент армирования (диаметр 4 мм при поперечном сечении балки площадью 20·103 мм<sup>2</sup>). Балка-близнец из этой же серии выдержала самый высокий уровень нагрузки в течение 2 000 000 циклов нагрузки без образования трещин. Это свидетельствует о том, что конструкции балок с базальтопластиковой арматурой обладают значительной живучестью и не обваливаются при значительных (88% от нагрузки трещинообразования).

Экспериментально установлено, что базальтопластиковая арматура с периодическим профилем имеет высокий коэффициент сцепления с бетоном.

Подтвержден опыт испытаний аналогичных в работе базальтобетонных образцов балок, состоящий в том, что нагрузка трещинообразования в базальтобетонных элементах с различным коэффициентом армирования не зависит от этого коэффициента и значение трещинообразования для образцов различных серий близко.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** базальтопластиковая арматура, многократно повторяющиеся нагрузки, базальтобетон, трещинообразование.

## INFLUENCE OF MANYFOLD CYCLIC DYNAMIC LOAD ON THE STRENGTH OF BASALT CONCRETE BEAMS

**KOVAL T.I.** Scientist, National Transport University, Kiev, Ukraine, e-mail: tetyanakoval412@gmail.com, tel. + 38 (096) 934-43-03,

ORCID: 0000-0001-7063-6512

**RYMARCHUK P.P.** Laboratory head, Ltd «SPE «Triada», Lviv, Ukraine, e-mail: rym\_petro@meta.ua, tel. +38 (096) 859-15-60, ORCID: 0000-0002-0395-1114

### ABSTRACT

**Introduction.** Prospects for the using basalt plastic reinforcement in the construction of bridges are that such reinforcement doesn't corrode and partially can solve the issue of the bridge structures durability. But to date, the work of basalt-concrete structures under the action of manyfold cyclic dynamic load due to the movement of vehicles remains is poorly understood. Studies of the effect of manyfold cyclic dynamic load on the strength of basalt concrete samples of beams reinforced with different diameters of basalt plastic reinforcement by laboratory tests have been carried out.

**Conducting experiments.** The research program envisaged testing of 10 beams with a single rod of basalt plastic reinforcement with 2 beams that had the same diameter of the reinforcement. All beams samples differed only with the working rod diameter, the remaining initial parameters and external influences are the same.

**Conclusions from experiments.** Based on the results of the conducted experimental studies analysis, it was concluded that the basalt-plastic reinforcement works as a part of monolithic concrete effectively. Not a single sample was destroyed as a result of fatigue, except for the first one, which reached 6 700 000 cycles, having the smallest coefficient of reinforcement (diameter 4 mm for a transverse section of a beam of 20·103 mm<sup>2</sup>). The twin - beam from the same series endured the highest load level during 2 000 000 load cycles without cracking. This indicates that the constructions of beams with basalt plastic reinforcement have considerable survivability and do not collapse at high load significant (88% of the load of crack formation).

It was experimentally established that basalt-plastic reinforcement with a periodic profile has a high coefficient of adhesion with concrete.

The experience of similar testing in the work basalt-concrete samples of beams was experimentally confirmed, consisting in the fact that the cracking load in basalt concrete elements with different coefficient of reinforcement is independent of this coefficient and the load value of crack formation for samples of different series is close.

**KEY WORDS:** basalt fiber reinforced polymer, manyfold cyclic dynamic load, basalt-concrete structures, crack formation.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПУБЛІКАЦІЙ

З кожним роком в Україні ситуація зі станом автодорожніх мостів погіршується. До цього призводить зростання вантажо потоків [1 - 3], що впливає на збільшення вмісту агресивних речовин у повітрі. Цей фактор підвищує агресивність навколишнього середовища, що, в свою чергу, негативно впливає на експлуатаційні характеристики металевих елементів залізобетонних автодорожніх мостів. Як зазначено в [4], одним із способів уникнення руйнівного впливу корозії на залізобетон може стати заміна металевої арматури на неметалеву. Базальтопластиковая арматура [5] має низку переваг порівняно із традиційною арматурою [6 - 9], її виробництво в Україні налагоджено. Але для впровадження такої арматури в будівництві мостів необхідно провести комплексне дослідження таких споруд на витривалість. Слід відмітити складність таких досліджень, адже навіть витривалості класичних залізобетонних споруд присвячено відносно небагато робіт.

### МЕТА

Дослідити витривалість бетонних балок, армованих стержнями базальтопластикової арматури на дію тривалого циклічного навантаження.



## РЕЗУЛЬТАТИ ПРОВЕДЕНОЇ РОБОТИ

Для дослідження зміни характеру роботи базальтобетонних елементів, що згинаються, під впливом динамічного багаторазово повторюваного навантаження було виготовлено балки, армовані одним стержнем базальтопластикової арматури. Було виготовлено 10 балок. Така кількість дозволяє дослідити 5 пар зразків із однаковим армуванням: 4 (I Б, Ø4), 6 (II Б, Ø6), 8 (III Б, Ø8), 10 (IV Б, Ø10) та 12 (V Б Ø12) мм одиничними стержнями. Дотримуючись методики випробувань [10], було випробувано першу балку із діаметром арматури 4 мм. Ця балка витримала всі передбачені методикою рівні навантаження (табл. 1) і крихко зруйнувалася під час впливу на неї динамічного навантаження при проходженні 5-го, останнього циклу і, таким чином, витримала 6,7 мільйонів циклів багаторазово повторюваного навантаження.

Встановивши, що зразок із найменшим діаметром арматури здатний витримати всі рівні навантаження, було прийнято рішення випробувати решту балок при найвищому, 5-му рівні, збільшивши кількість циклів із початкових 1,2 мільйона до 2-х мільйонів циклів. При цьому, як передбачено методикою випробувань, кожні 100 000 циклів динамічний режим призупинявся і відбувалося зняття показів приладів зразка балки в 4 кроки: при навантаженні, яке відповідає 0 кН, при навантаженні у 2,37кН, при навантаженні у 7,17кН та при відсутньому навантаженні. Результати випробувань представлені в табл. 2.

З метою нівелювання впливів неконтрольованих факторів, а також забезпеченні об'єктивності вибору зразка, балки випробовувались в наступному порядку: I Б – 1; IV Б – 1; III Б – 1; V Б – 1; IV Б – 2; II Б – 1; I Б – 2; III Б – 2; V Б – 2; II Б – 2.

Було виділено такі життєві цикли зразків: динамічний режим і статичний режим, який, в свою чергу, передбачав наступні етапи роботи: період, в якому на зразок здійснюють статичне навантаження, але тріщини ще не утворилися (етап пружної роботи зразка); перший режим тріщиноутворення, під час якого утворюються перші тріщини у зоні чистого згину; режим зародження тріщин поза межами зони чистого згину; руйнування, яке передбача-

Таблиця 1. Залежність зміни рівнів навантаження від етапу

Номер етапу	Показник рівня навантаження	Максимальне навантаження рівня, кН	Мінімальне навантаження рівня, кН
1	$\gamma_{0,60} = 0,60 \cdot P_{cr(пер)}$	4,98	1,61
2	$\gamma_{0,66} = 0,66 \cdot P_{cr(пер)}$	5,38	1,78
3	$\gamma_{0,73} = 0,73 \cdot P_{cr(пер)}$	5,95	1,96
4	$\gamma_{0,80} = 0,80 \cdot P_{cr(пер)}$	6,52	2,15
5	$\gamma_{0,88} = 0,88 \cdot P_{cr(пер)}$	7,17	2,37

ло 2 випадки (руйнування внаслідок розриву стержня базальтопластикової арматури і руйнування внаслідок розкришення бетону чистого згин без розриву стержня базальтопластикової арматури).

Тріщини утворювалися різко із подальшим зменшенням навантаження, яке фіксувалося на показках силовимірника. Тому після утворення тріщин і фіксації показів приладів та ширини розкриття тріщин, здійснювали довантаження зразка із утворенням наступних тріщин. Так, позначення в тексті нижче «Т1» означають порядковий номер тріщини із часом.

Ширину розкриття тріщин фіксували із кожної сторони за допомогою мікроскопа МПБ – 2 із ціною поділки 0,05 мм і було виявлено, що висота та ширина тріщин однаково розвиваються із кожної сторони, що наведено нижче.

Таблиця 2. Порівняння результатів експериментів із теоретичними даними

Зразок	Середнє навантаження тріщиноутворення, кН			Середнє руйнівне навантаження, кН		
	Внаслідок впливу динамічного навантаження	Теоретично очікуване <sup>1</sup>	Внаслідок статичного навантаження	Внаслідок впливу динамічного навантаження	Теоретично очікуване <sup>1</sup>	Внаслідок статичного навантаження
I Б, Ø4	13,93	4,82	8,10	13,93	6,41	8,10
II Б, Ø6	12,24	4,84	12,39	15,26	13,47	11,50
III Б, Ø8	11,97	4,86	8,00	21,85	24,50	26,90
IV Б, Ø10	13,32	4,89	8,75	26,93	43,40	35,29
V Б, Ø12	12,25	4,93	8,16	28,44	51,86	37,76

Прим.1: теоретичне значення одиничної сили тріщиноутворення в зразку було враховано із використанням методу визначення теоретичного моменту тріщиноутворення в балці за пластичним моментом опору із коефіцієнтом 1,75.





I Б (Ø4): навантаження на балку здійснювали із кроком 80 кгс. По досягненню кожного навантаження (80 кгс; 160 кгс; 240 кгс і т.д.) записували покази приладів. При навантаженні 1400 кгс утворилася тріщина і балка обвалилася. Руйнування відбулося внаслідок розриву стержня базальтопластикової арматури (рис. 1).



Рис. 1. Руйнування зразка балки, армованої стержнем базальтопластикової арматури Ø4, після 2 млн. циклів

II Б – 1 (Ø6): навантаження здійснювалося із кроком 100 кгс. Т1 утворилася при навантаженні 1200 кгс. Т2 – при 1410 кгс. Т3 – при донавантажуванні балки до рівня 1410 кгс.



Рис. 2. Руйнування зразка балки, армованої стержнем базальтопластикової арматури Ø6, після 2 млн. циклів

II Б – 2 (Ø6): Т1 утворилася при 1300 кгс. Т2 – при 1280 кгс. Т3 – 1350 кгс, впало до 950 кгс. Т4 – 1560 кгс. Руйнування відбулось при 1570 кгс.

Обидва зразки зруйнувалися за останньою тріщиною внаслідок розриву стержня НКБПА (рис. 2).



III Б – 1 (Ø8): навантаження на обидва зразки здійснювали із кроком 200 кгс. Т1 - при навантаженні 1140 кгс; Т2 – при 1200 кгс; Т3 – 1400 кгс (шириною 0, 2мм); Т4 – 1400 кгс; Т5 – при 1400 кгс; Т6 – при 1730 кгс. Далі балку знову навантажували до рівня 1700 кгс, після чого утворилася Т7 і навантаження впало до 1460 кгс. Зразок зруйнувався за шостою тріщиною (Т6). Максимальну ширину розкриття тріщин спостерігали у Т7 при навантаженні у 2000 кгс – 3,0 мм.



Рис. 3. Руйнування зразка балки, армованої стержнем базальтопластикової арматури Ø8, після 2 млн. циклів а) загальний вигляд зруйнованого зразка; б) крупний план руйнуючої тріщини

III Б – 2 (Ø8): Т1 при 1300 кгс (шириною 0,9 мм), після чого навантаження впало до 1000 кгс (ширина 0,8 мм); Т2 – при 1410 кгс; Т3 – при 1400 кгс; Т4 - при 1410 кгс. Далі балку знову піддали дії навантаження до рівня у 1410 кгс, після чого утворилася п'ята тріщина (Т5) і навантаження впало до 1300 кгс. При наступному навантаженні до рівня у 1400 кгс утворилася Т6. Найбільшу ширину розкриття тріщини було зафіксовано у Т3 при навантаженні 1250 кгс - 2,3 мм.



Руйнування обох зразків внаслідок розриву стержня базальтопластикової арматури (рис. 3 а, б).

IV Б – 1 (Ø10): в обох зразках Т1 утворилася під час динамічного режиму навантаження (рис. 4а). Крок навантаження для кожного зразка становив 200 кгс. Т2 розкрилася при навантаженні у 1200 кгс; Т3 – при 1370 кгс; Т4 – при 1200 кгс; Т5 розкрилася при навантаженні у 1350 кгс, після чого навантаження впало до 1200 кг. Далі балку довантажили до аналогічного рівня і утворилась Т6. Руйнування відбулося по Т7 (рис. 4б).



Рис. 4. Руйнування зразка балки, армованої стержнем базальтопластикової арматури Ø10, після 2 млн. циклів а) вигляд тріщини, що утворилася під час динамічного режиму навантаження; б) крупний план руйнуючої тріщини

IV Б – 2 (Ø10): Т2 – при 1350 кгс; Т3 – 1390 кгс; Т4 – 1410 кгс; Т5 – 1530 кгс; Т6 – 1550 кгс. Найширше розкриття було зафіксовано в Т3 та Т4 при навантаженні у 1900 кгс – 1,5 мм.

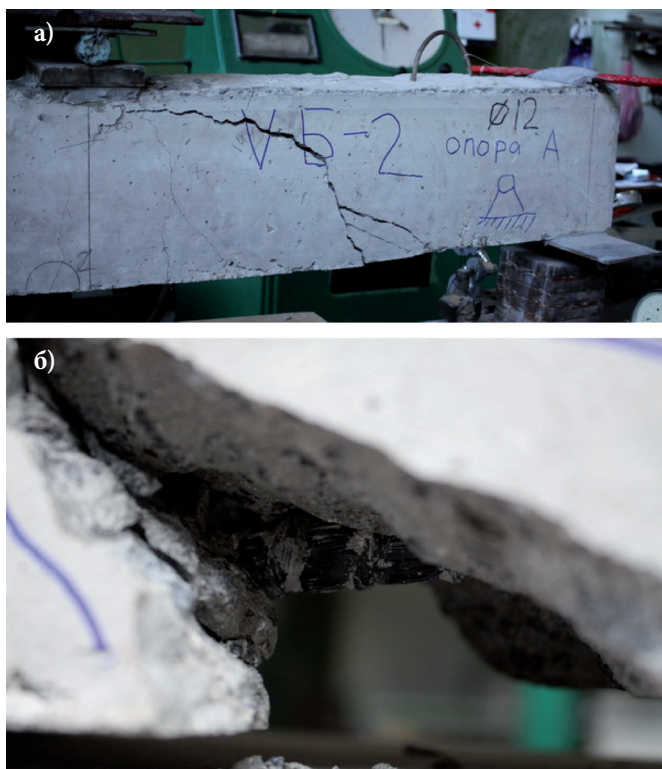
V Б – 1(Ø12): в обох зразках Т1 утворилася під час динамічного режиму навантаження. Крок навантаження для кожного зразка



становив 200 кгс; Т2 – 1300 кгс; Т3 – 1340 кгс; Т4 – 1480 кгс; Т5 – 1500 кгс; Т6 – 1600 кгс; Т7 – 1640 кгс; Т8 – 2520 кгс. Т1 показала найбільшу ширину розкриття при навантаженні 2400 кгс – 1,25 мм.

V Б – 2(Ø12): Т2 – 1200 кгс; Т3 – 1200 кгс; Т4 – 1300 кгс; Т5, Т6 і Т7 – 1380 кгс; Т8 – при 1400 кгс; Т9 – при 1470 кгс. Найбільша ширина розкриття тріщини була зафіксована у Т1 при навантаженні 1380 кг – 1,4 мм. Руйнування обох зразків відбулося через розкришення бетону стиснутої зони без розриву стержня базальтопластикової арматури (рис. 5 а, б).

У цілому можна зробити висновок про



**Рис. 5.** Руйнування зразка балки, армованої стержнем базальтопластикової арматури Ø12, після 2 млн. циклів а) руйнуюча тріщина в зразку; б) не розірваний стержень базальтопластикової арматури зразка

закономірність зміни життєвого циклу зразка в залежності від площі армування (рис. 6).

## ВИСНОВКИ

За результатами аналізу проведених експериментальних досліджень було зроблено такі висновки:

- Базальтопластикові арматури ефективно працює у складі монолітного бетону.
- Жоден зразок не був зруйнований внаслідок втоми, окрім першого, який зазнав 6 700 000 циклів при найменшому коефіцієнті армування ( $0,625 \cdot 10^{-3}$ ), при цьому балка – близнюк із цієї ж серії витримала найвищий рівень навантаження протягом усіх 2 000 000 циклів без утворення тріщин. Отже, конструкції балок із базальтопластиковою арматурою володіють значною живучістю, не обвалюються під час значних (88% від навантаження тріщиноутворення) рівнів навантаження при динамічному режимі роботи.
- Базальтопластикові арматури має високий коефіцієнт зчеплення з бетоном, про що можна судити із торцевих індикаторів, штирі яких впиралися в оголений край арматури, а база-тримач була приклеєна на бетон. Протягом усіх експериментів найбільший показ таких приладів коливався в межах 1 поділки.
- Експериментально підтверджено попередній досвід із випробувань аналогічних базальтобетонних зразків балок, що навантаження тріщиноутворення в базальтобетонних елементах з різним коефіцієнтом армування не залежить від цього коефіцієнта і це значення для зразків різних серій близьке.

В наступних роботах заплановано провести аналіз за результатами проведених експериментів та розробити методику розрахунку базальтобетонних перерізів мостів на витривалість.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Аксенов І.Я., Аксенов В.І. Транспорт и охрана окружающей среды. – М.: Транспорт, 1989. – 176 с.

	Пружня робота (без тріщиноутворення)	Утворення нормальних тріщин	Утворення похилих тріщин	Розрив арматури	Руйнування стиснутого бетону
I Б, Ø 4		Руйнування 13,9 кН			
II Б, Ø 6		Руйнування 15,3 кН			
III Б, Ø 8				Руйнування 21,9 кН	
IV Б, Ø 10					Руйнування 26,9 кН
V Б, Ø 12					Руйнування 28,4 кН

**Рис. 6.** Схема життєвих циклів зразків після проходження ними 2 мільйонів циклів динамічного режиму навантаження





2. Експлуатація і реконструкція мостів / [Н.Є. Страхова, В.О. Голубєв, П.М. Ковальов та ін.]. – Київ: Нац. транспорт. ун-т, 2002. – 408 с.
3. Козлов Ю.С., Святкин И.А. Экологическая безопасность автотранспорта. – М.: Агар, Рандеву - Ам, 2000. – 176 с.
4. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії: ДСТУ Б В.2.6-145. – [Чинний від 2010-10-26]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – 56 с. – (Національний стандарт України).
5. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто-і склоровінгу: ДСТУ-Н В В.2.6-185:2012. – [Чинний від 2014-04-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – 47 с. (Національний стандарт України).
6. Гоц В.І., Пальчик П.П., Шпера С.П., Резник О.Ю. Вилуговування базальтового волокна різних модифікацій // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр. - Рівне, 2010. - Вип. 20. - С. 17 - 23.
7. Климов Ю.А., Солдатченко А.С., Васильчишина С.А. Экспериментальные исследования прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, армированных композитной базальтопластиковой арматурой // Бетон и железобетон в Украине. - 2011. - №2. - С. 7 - 10.
8. Старцев О.В., Кротов А.С. Релаксация коэффициента линейного термического расширения базальтопластиков и их компонентов // Вестн. Югорского государственного университета. - 2009. - Вып. 2 (13). - С. 80-86.
9. Климов Ю.А., Солдатченко А.С., Орешкин Д.О. Экспериментальные исследования прочности композитной неметаллической арматуры на срез // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр. - Рівне, 2010. - Вип. 20. – С. 217 - 224.
10. Гамеляк І.П., Коваль Т.І. Удосконалення методики випробувань на втому бетонних перерізів елементів армованих неметалевою базальтопластиковою арматурою // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2017. – Вип. 99. – С. 184-201.
5. Nastanova z proektuvannya ta vyhotovlennya betonnykh konstruksiy z nemetalevoyu kompozytnoyu armaturoyu na osnovi bazal'to- i sklorovinhu : DSTU-N B V.2.6-185:2012. – [Chynnyy vid 2014.04.01] – K.: SE “Ukrarchbudinform”, 2012. – 47 p. (Natsional'nyy standart Ukrayiny).
6. Gotz V.I., Palchik P.P., Shpaera S.P., Riznik O.Yu. Vulygovyvana basaltovogo volokna rizyh modyfikacij // Resursoekonomni materialy, konstruksiy, budivli ta sporudy. Zbirnyk naukovuh prac'. – Rivne, 2010. Vyp. 20. – P. 17-23.
7. Klimov Yu.A., Soldatchenko A.S., Vasilchishina S.A. Eksperimentalnyye issledovaniya prochnosti normalnykh secheniy izgibayemykh elementov, armirovannykh kompozitnoy bazaltoplastikovoy armaturoy // Beton i zhelezobeton v Ukraine. - 2011. - №2. - P. 7 - 10.
8. Startsev O.V., Krotov A.S. Relaksatsiya koeffitsiyenta lineynogo termicheskogo rasshireniya bazaltoplastikovikh komponentov // Vestnik Yugorskogo gosudarstvennogo universiteta. 2009. Vyp. 2 (13). - P. 80-86.
9. Klimov Yu.A., Soldatchenko A.S., Oreshkin D.O. Eksperimentalnye issledovaniya prochnosti kompozitnoy nemetallicheskoj armatury na srez // Resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy. Zbirnyk naukovikh prats. – Rivne, 2010. - Vyp. 20. - P. 217 – 224.
10. Hamelyak I.P., Koval' T.I. Udoskonalennya metodyky vyprobuvan' na vtomu betonnykh pereriziv elementiv armovanykh nemetalevoyu bazal'toplastykovoyi armaturoyu // Avtomobil'ni dorohy i dorozhnye budivnytstvo – 2017. – Vyp. 99. – P. 184-201.

Стаття надійшла до редакції 14.08.2017.

## REFERENCES

1. Aksenov Y.Ya., Aksenov V.Y. (1989). Transport i okhrana okruzhayushchey sredy, Transport. - 176 p.
2. Strakhova N.Ye., Holubiev V.O., Kovalov P.M. (2002). Eksploatatsiia i rekonstruksiia mostiv. - Kyiv. 408 p.
3. Kozlov Y.S., Sviatkin I.A. (2000). Ekologicheskaja bezopasnost' avtotransporta. Agar, Randevu-Am. - 176 p.
4. Zakhyst betonnykh i zalizobetonnykh konstruksiy vid koroziyi: DSTU B V.2.6-145. – [Chynnyy vid 2010.10.26]. – K.: SE “Ukrarchbudinform”, 2010. – 56 p. – (Natsional'nyy standart Ukrayiny).





УДК 691.32



**ШИШКИНА А.А.**

Канд. технических наук, доц., Криворожский национальный университет, г. Кривой Рог, Украина,  
e-mail: 5691180@gmail.com,  
тел.: + 38 (067) 569-11-80,  
ORCID: 0000-0003-3997-7591

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ КОМПЛЕКСНЫХ НАНОКАТАЛИЗАТОРОВ В ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬНОЙ 3D-ПЕЧАТИ

### АНОТАЦИЯ

**Введение.** Аддитивные технологии, предполагающие изготовление изделия по данным цифровой модели методом добавления материала, расширили горизонты для многих динамично развивающихся направлений производства. 3D-печать позволила недавно разработанным в лабораторных условиях технологиям выйти на новый уровень. Для применения аддитивных технологий в строительстве требуются разработки и изучение новых материалов, используемых в 3D-печати. Многие разработчики сталкиваются с проблемой подбора материалов. В данной работе рассмотрен вопрос обеспечения требуемых свойств бетонной смеси и бетона для трёхмерной строительной печати.

**Цель.** Целью данной работы является повышение скорости формирования прочности реакционных порошковых бетонов при сжатии, а также ее величины за счет использования комплексных нанокатализаторов.

Результаты исследований показали, что введение в состав бетона, предназначенного для строительной 3D-печати, полиспирта как модификатора бетона, до 3 суток не приводит к увеличению прочности бетона. Затем происходит резкий рост прочности бетона. Применение в качестве модификатора бетона смеси мицеллообразующих поверхностно-активных веществ и полиспиртов обеспечивает резкое повышение прочности бетона, как в раннем, так и в более позднем возрасте.

Введение в состав бетона, предназначенного для строительной 3D-печати, комплексного нанокатализатора на основе мицеллообразующих поверхностно-активных веществ и традиционных суперпластификаторов, а также наполненных полимером мицелл поверхностно-активных веществ еще в большей степени увеличивает скорость формирования прочности бетона, предназначенного для строительной 3D-печати. Содержание комплексного нанокатализатора в бетоне не превышает 0,0002%.

**Выводы.** Применение комплексного нанокатализатора на основе мицеллообразующих поверхностно-активных веществ и традиционных суперпластификаторов или наполненных водорастворимым полимером мицелл коллоидных поверхностно-активных веществ, приводит к значительному увеличению скорости формирования, а также величины прочности бетона, предназначенного для строительной 3D-печати.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** бетон, мицеллы, поверхностно-активное вещество, полиспирт, нанокатализатор, прочность.

### ВИКОРИСТАННЯ КОМПЛЕКСНИХ НАНОКАТАЛИЗАТОРІВ В ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО 3D-ДРУКУ

**ШИШКИНА О.О.** Канд. технічних наук, доцент, Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг, Україна, e-mail: 5691180@gmail.com, тел.: + 38 (067) 569 11 80, ORCID: 0000-0003-3997-7591

### АНОТАЦІЯ

**Вступ.** Адитивні технології, які передбачають виготовлення виробу за даними цифрової моделі методом додавання матеріалу, розширили горизонти для багатьох напрямків виробництва, що динамічно розвиваються. 3D-друк дозволив недавно розробленим в лабораторних умовах технологіям вийти на новий рівень. Для застосування адитивних технологій в будівництві потрібно розробити та вивчити нові матеріали для їх використання в технології 3D-друку. Багато розробників стикаються з проблемою підбору матеріалів. У даній роботі розглянуто питання забезпечення необхідних властивостей бетонної суміші та бетону для тривимірного будівельного друку.

**Мета.** Метою даної роботи є підвищення швидкості формування міцності при стиску реакційних порошків бетонів, а також її величини за рахунок використання комплексних нанокатализаторів.

Результати досліджень показали, що введення



до складу бетону, призначеного для будівельного 3D-друку, поліспирту як модифікатора бетону, до 3 діб не приводить до збільшення міцності бетону. Потім відбувається різке зростання міцності бетону. Застосування як модифікатора бетону суміші поверхнево-активних речовин, що утворюють міцели і поліспиртів забезпечує різке підвищення міцності бетону, як у ранньому, так і в більш пізньому віці.

Введення до складу бетону, призначеного для будівельного 3D-друку, комплексного нанокаталізатора на основі поверхнево-активних речовин, які утворюють міцели, і традиційних суперпластифікаторів, а також наповнених полімером міцел поверхнево-активних речовин ще більшою мірою збільшує швидкість формування міцності бетону, призначеного для будівельного 3D-друку. Вміст комплексного нанокаталізатора в бетоні не перевищує 0,0002%.

**Висновки.** Застосування комплексного нанокаталізатору на основі поверхнево-активних речовин, що утворюють міцели, і традиційних суперпластифікаторів або наповнених водорозчинних полімером міцел колоїдних поверхнево-активних речовин, призводить до значного збільшення швидкості формування, а також величини міцності бетону, призначеного для будівельного 3D-друку.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** бетон, міцели, поверхнево-активна речовина, поліспирти, нанокаталізатор, міцність.

## USING COMPLEX NANOCATALISTS IN THE TECHNOLOGY OF THE CONSTRUCTION 3D-PRINTING

SHISHKINA A.A. PhD, Ass. Prof., Kriviy Rih National University, Kriviy Rih, Ukraine, e-mail: 5691180@gmail.com, tel.: + 38 (067) 569 11 80, ORCID: 0000-0003-3997-7591

### ABSTRACT

**Introduction.** Additive technologies, which presuppose manufacturing of a product according to the digital model by the method of adding material, have broadened the horizons for many dynamically developing directions of production. 3D printing has allowed the newly developed in the laboratory technology to reach a new level. For the application of additive technologies in construction, it is necessary to develop and study new materials used in 3D printing. Many developers are faced with the problem of selecting materials. In this paper, the question of providing the required properties of a concrete mixture and concrete for a three-dimensional construction seal are considered.

**Goal.** The purpose of this work is to increase the speed of formation of the strength of reactive powdered concrete during compression, as well as its magnitude through the use of complex nanocatalysts.

The results of the research showed that the introduction of a polyester as a concrete modifier into concrete for construction 3D printing does not lead to an increase in

the strength of concrete during 3 days. Then there is a sharp increase in the strength of concrete. The use of a mixture of micelle-forming surfactants and polyalcohols as a modifier of concrete provides a sharp increase in the strength of concrete, both at an early age and at a later age.

The introduction of a complex nanocatalyst based on micelle-forming surfactants and conventional superplasticizers, as well as polymeric-filled micelles of surfactants into concrete for construction 3D printing, increases further the speed of strength formation of concrete intended for building 3D printing. The content of the complex nanocatalyst in concrete does not exceed 0.0002%.

**Conclusions.** The use of a complex nanocatalyst based on micelle-forming surfactants and conventional superplasticizers or filled with water-soluble polymer micelles of colloidal surfactants leads to a significant increase in the rate of formation, as well as the strength of concrete intended for building 3D printing

**KEY WORDS:** concrete, micelles, surfactant, polyalcohol, nanocatalyst, strength.

### ВВЕДЕНИЕ

Аддитивные технологии, предполагающие изготовление изделия по данным цифровой модели методом добавления материала, расширили горизонты для многих динамично развивающихся направлений производства. 3D-печать позволила недавно разработанным в лабораторных условиях технологиям выйти на новый уровень [1]. Аддитивные технологии – технологии послойного синтеза, могут стать прорывом для конструкций, изготавливаемых из материалов на основе цемента.

Для применения аддитивных технологий в строительстве требуются разработки и изучение новых материалов, используемых в 3D-печати. Многие разработчики сталкиваются с проблемой подбора материалов. В данной работе рассмотрен вопрос обеспечения требуемых свойств бетонной смеси и бетона для трехмерной строительной печати.

### АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ПУБЛИКАЦИЙ ПО ПРОБЛЕМЕ

Научные изыскания, направленные на решение проблем строительной 3D-печати, ведутся во многих институтах по всему миру. В настоящее время наблюдается отказ от общепринятых концепций в области строительства, и современные направления ориентированы именно на аддитивные технологии возведения [2].

Составы на основе обычного цемента, которые твердеют длительное время, не могут удовлетворить требованиям производительности 3D-печати [3, 4]. Для оптимизации процесса трехмерной печати должны быть учтены два условия. Во-первых, сила сцепления между слоями уменьшается с увеличением временного промежутка между слоями. Во-вторых, материал должен затвердеть настолько, чтобы выдержать вес впоследствии осажденных слоев без деформации.



В работе [5] описан оптимальный состав, который включает микрокремнезем и полипропиленовые волокна. Добавление известняка в качестве наполнителя повышает прочность материала на сжатие и изгиб, а также улучшает удобоукладываемость бетона [6, 7]. Метакаолин повышает прочность и долговечность бетона [8]. В последнее время ученые университета Лафборо получили материал, прочность которого составила 95% от прочности обычного бетона [9].

Исследователи [10] подобрали хорошо экстрадируемую смесь. Прочность бетона на сжатие из такой смеси составляет примерно 42 МПа.

Китайская компания "Winsun", успешно применяет стойкий к истиранию состав, прочность которого в 4-5 раз превосходит прочность природного камня, что достигается наличием обработанного кварцевого песка и специальной фибры [11, 12].

Сотрудниками Криворожского национального университета установлены эффект повышения прочности мелкозернистого бетона за счет применения полиспиртов [13] и эффект каталитического ускорения реакции гидратации портландцемента использованием мицеллообразующих поверхностно-активных веществ (МПАВ) [14]. Остается неизученным вопрос совместимости МПАВ с другими поверхностно-активными веществами для использования при получении составов для 3D-печати.

Подтверждением актуальности рассматриваемой темы служит неугасающий интерес к вопросу составов для 3D-печати во многих странах.

### ЦЕЛЬ ИССЛЕДОВАНИЙ

Повышение скорости формирования прочности мелкозернистых бетонов при сжатии и ее величины за счет использования комплексных нанокатализаторов.

Результаты исследований показали, что введение в состав бетона в качестве поверхностно-активного вещества полиспирта до 3 суток не приводит к увеличению прочности бетона относительно бездобавочного бетона аналогичного состава. Затем происходит резкий рост прочности бетона (рис. 1). Следовательно, применение только полиспирта в качестве модификатора бетона не решает проблем применения его при строительной 3D-печати, т.к. в данном случае необходим резкий набор прочности бетоном в раннем возрасте для обеспечения восприятия нижнего слоя бетона массы верхних слоев без разрушений.

Применение в качестве модификатора бетона смеси мицеллообразующих поверхностно-активных веществ (МПАВ) и полиспиртов обеспечивает резкое повышение прочности бетона, как в раннем, так и в более позднем возрасте (рис. 1). При этом бетон, при приготовлении которого использовался полиспирт, в возрасте 5 суток достигает прочности бездобавочного бетона аналогичного состава в возрасте 28 суток (в исследованиях, приведенных на рис. 1, данная прочность принята за 100%). Бетон, при приготовлении которого использовалась смесь полиспирта и мицеллообразующего поверхностно-активного вещества, в возрасте 3 суток достигает прочности бездобавочно-

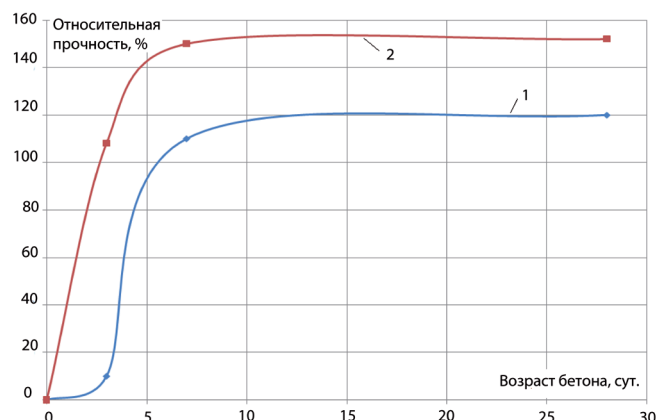


Рис. 1. Влияние наномодификаторов на прочность бетона: 1 – наномодификатор – полиспирт (0,0002%.); 2 – наномодификатор – смесь полиспирта (0,00005%) и мицеллообразующего поверхностно-активного вещества (0,00015%)

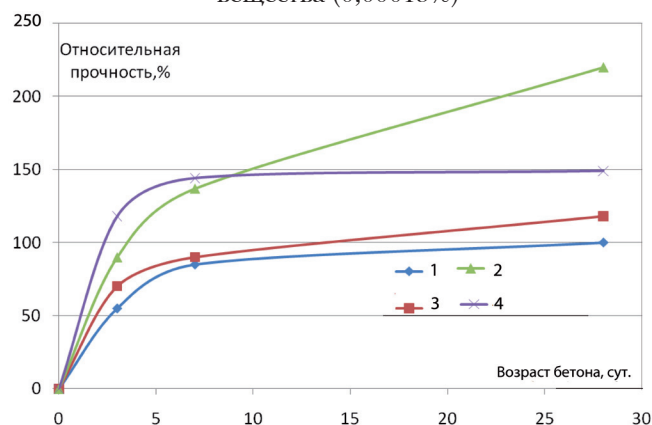


Рис. 2. Изменение прочности бетона во времени: 1 – бетон без добавок; 2 – бетон, содержащий смесь полиспирта (0,00005%) и мицеллообразующего поверхностно-активного вещества (0,00015%); 3 – бетон, содержащий наполненные водорастворимым полимером (0,00005%) мицеллы МПАВ (0,00015%); 4 – бетон, содержащий смесь суперпластификатора (0,00005%) и мицеллообразующего поверхностно-активного вещества (0,00015%)

го бетона аналогичного состава в возрасте 28 суток. (Прочность бездобавочного бетона в возрасте 28 суток составляла 42,3 МПа).

Введение в состав бетона, предназначенного для строительной 3D-печати, комплексного нанокатализатора на основе мицеллообразующих ПАВ и традиционных суперпластификаторов еще в большей степени увеличивает скорость формирования прочности бетона, предназначенного для строительной 3D-печати (рис. 2). Так бетон, содержащий комплексный нанокатализатор на основе мицеллообразующих ПАВ и традиционный суперпластификатор, достигает в возрасте 3 суток 120% прочности бездобавочного бетона в возрасте 28 суток. Применение наполненных водорастворимым полимером мицелл МПАВ приводит к увеличению прочности бетона в более поздние сроки. Так в возрасте 28 суток прочность бетона, содержащего наполненные водорастворимым полимером мицеллы МПАВ, составляет 220% прочности бездобавочного бетона (прочность которого составляет 42,3 МПа).





Для обеспечения высокой степени сцепления между слоями бетонирования в процессе строительной 3D-печати уложенный слой необходимо покрыть специальным связующим клеем, в состав которого входят эфиры высших жирных кислот, кальцийсодержащий и железосодержащий компоненты.

Применение указанного клея на уложенный слой бетона непосредственно перед укладкой последующего слоя обеспечивает прочность сцепления этих слоев на уровне, превышающем прочность укладываемого бетона на растяжение.

### ВЫВОДЫ

Проведенные исследования позволяют сделать вывод о том, что применение комплексного нанокатализатора на основе мицеллообразующих поверхностно-активных веществ и традиционных суперпластификаторов, а также наполненных полимером мицелл коллоидных поверхностно-активных веществ, позволяет увеличить в 8-10 раз скорость формирования прочности бетона, предназначенного для строительной 3D-печати.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Zlenko M.A., Popovich A.A., Mutylyna I.N. Additivnyye tekhnologii v mashinostroyenii: Uchebn. posobiye. - Spb.: SPbGU, 2013. - 221 p.
2. Bos F. Additive manufacturing of concrete in construction: potentials and challenges of 3D concrete printing. Virtual and Physical Prototyping, 2016. - V.11. - No.3. - P.209-225.
3. Lloret E. Complex concrete structures: Merging existing casting techniques with digital fabrication. Computer-Aided Design, 2015. - No.60. - P. 40-49.
4. Hager I. Golonka A., Putanowicz R. 3D printing of buildings and building components as the future of sustainable construction? Procedia Engineering, 2016. - No. 151. - P. 292-299.
5. Le T.T. Mix design and fresh properties for high-performance printing concrete. Materials and structures, 2012. - V. 45. - No. 8. - P. 1221-1232.
6. Bederina M., Makhloufi Z., Bouziani T. Effect of limestone fillers the physic-mechanical properties of limestone concrete. Physics Procedia. - 2011. - 21. - P. 28-34.
7. Alhozaimy A.M. Effect of absorption of limestone aggregates on strength and slump loss of concrete. Cement and Concrete Composites, 2009. - V. 31. - 7. - P. 470-473.
8. Голубева О.А. Влияние метакаолина на свойства белого портландцемента / О.А. Голубева, Е.Н. Потапова // Успехи в химии и химической технологии, 2014. - V. 28. - №8 (157). - С. 25-38.
9. Lim S. Developments in construction-scale additive manufacturing processes. Automation in construction, 2012. - No. 21. - P. 262-268.
10. Malaeb Z. 3D Concrete printing: machine and mix design. Intern. J. of Civil Engineerin, 2015. - V. 6. - No. 6. -P. 126-142.
11. Kim G.B., Pilakoutas K. & Waldron P. (2008). Development of thin FRP reinforced GFRC permanent formwork systems. Construction and Building Materials. - Vol. 22. - № 11. - P. 2250-2259 [in English].
12. Liu K., Wu F., Jiang X.L. Shear strength of concrete filled glass fiber reinforced gypsum walls. Materials

- and Structures, 2008. - V. 41. - No. 4. - P. 649-662.
13. Shishkin A., Shishkina A. & Vatin N. Low-shrinkage alcohol cement concrete. Applied Mechanics and Materials. - 2014. - Vol. 633-634. - P. 917-921.
14. Шишкина А.А. Влияние коллоидных поверхностно-активных веществ на прочность мелкозернистых бетонов / А.А. Шишкина, А.А. Шишкин // Наука та будівництво. - 2016. - 1(7). - С. 10-13.

### REFERENCES

1. Zlenko M.A., Popovich A.A., Mutylyna I.N. (2013). Additivnyye tekhnologii v mashinostroyenii: Uchebn. posobiye. - 221 p. [in English].
2. Bos F. Additive manufacturing of concrete in construction: potentials and challenges of 3D concrete printing. (2016). Virtual and Physical Prototyping. - P. 209-225 [in English].
3. Lloret E. Complex concrete structures: Merging existing casting techniques with digital fabrication. (2015). Computer-Aided Design. - P. 40-49. [in English].
4. Hager I., Golonka A., Putanowicz R. (2016). 3D printing of buildings and building components as the future of sustainable construction? Procedia Engineering. - P. 292-299 [in English].
5. Le T.T. (2012). Mix design and fresh properties for high-performance printing concrete. Materials and structures. - P. 1221-1232.
6. Bederina M., Makhloufi Z., Bouziani T. (2011). Effect of limestone fillers the physic-mechanical properties of limestone concrete. Physics Procedia. Pp. 28-34 [in English].
7. Alhozaimy A.M. (2009). Effect of absorption of limestone aggregates on strength and slump loss of concrete. Cement and Concrete Composites. - P. 470-473 [in English].
8. Golubeva O.A., Potapova Ye.N. (2014). Vliyaniye metakaolina na svoystva belogo portlandsementa. Uspekhi v khimii i khimicheskoy tekhnologii. - P. 25-38 [in Russian].
9. Lim S. (2012). Developments in construction-scale additive manufacturing processes. Automation in construction. - P. 262-268 [in English].
10. Malaeb Z. (2015). 3D Concrete printing: machine and mix design. Intern. J. of Civil Engineering. - P. 126-142 [in English].
11. Kim G.B., Pilakoutas K. & Waldron P. (2008). Development of thin FRP reinforced GFRC permanent formwork systems. Construction and Building Materials. Vol. 22. № 11. - P. 2250-2259 [in English].
12. Liu K., Wu Y.F., Jiang X.L. (2008). Shear strength of concrete filled glass fiber reinforced gypsum walls. Materials and Structures. - P. 649-662 [in English].
13. Shishkin A., Shishkina A. & Vatin N. (2014). Low-shrinkage alcohol cement concrete. Applied Mechanics and Materials. - P. 917-921 [in English].
14. Shishkina A.A. & Shishkin A.A. (2016). Vlijanie kolloidnyh poverhnostno-aktivnyh veshhestv na prochnost' melkozernistykh betonov. Nauka ta budivnictvo. - P. 10-13 [in Russian].

Статья поступила в редакцию 02.06.2017.



УДК 691.32



**ШЕЙНІЧ Л.О.**

Д-р технічних наук, проф.,  
зав. відділу, ДП «Державний  
науково-дослідний інститут  
будівельних конструкцій»,  
e-mail: schein@ndibk.gov.ua,  
тел.: + 38 (044) 248-88-73,  
ORCID: 0000-0002-7684-9495



**НЕМЧИН О.Ф.**

Канд. технічних наук, проф.,  
генеральний дир.,  
ТОВ «Інноваційно-технологічна  
група»,  
e-mail: led@innov-tec.com.ua,  
тел.: + 38 (044) 272-07-70



**ЄВДОЩУК Д.В.**

Заст. генерального дир.,  
ТОВ «Інноваційно-технологічна  
група»,  
e-mail: led@innov-tec.com.ua,  
тел.: + 38 (044) 272-07-70



**ІГНАТОВА І.В.**

Канд. технічних наук,  
ст. науковий співробітник,  
зав. лаб., ДП «Державний  
науково-дослідний інститут  
будівельних конструкцій»,  
e-mail: i.ignatova@ndibk.gov.ua,  
тел.: + 38 (044) 249-38-41  
ORCID: 0000-0001-5331-5039



**МИКОЛАЄЦЬ М.Г.,**

Канд. технічних наук, ст. науковий  
співробітник, ДП «Державний  
науково-дослідний інститут  
будівельних конструкцій»,  
e-mail: mmikolaets@gmail.com,  
тел.: + 38 (044) 249-38-41,  
ORCID: 0000-0002-8823-3401



**МУДРИК М.С.**

Провідний технолог,  
ДП «Державний науково-  
дослідний інститут  
будівельних конструкцій»,  
e-mail: otradny1961@bigmir.net  
тел.: + 38 (044) 249-38-41

## НЕАВТОКЛАВНИЙ ПІНОБЕТОН НА ОСНОВІ АКТИВОВАНОЇ ЦЕМЕНТНОЇ СУСПЕНЗІЇ

### АНОТАЦІЯ

Робота присвячена питанню розроблення ефективного недорогого теплоізоляційного матеріалу – неавтоклавної пінобетону. У роботі доведено доцільність мокрої механоактивації цементної суспензії при виготовленні пінобетону та встановлено, що гідродинамічне кавітаційне оброблення збільшує активність цементу, підвищує ступінь однорідності готового матеріалу та покращує фізико-механічні показники штучного каменю.

За результатом досліджень було встановлено режими кавітаційного оброблення (тривалість, параметри вакуумування тощо), при яких досягають оптимальні характеристики активованої розчинової суміші. Змонтовано мобільну технологічну лінію з виготовлення пінобетону.

На зазначеній лінії отримано теплоізоляційні неавтоклавні пінобетонні блоки з середньою густиною 250-300 кг/м<sup>3</sup> та міцністю при стиску 0,7-1,0 МПа.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** неавтоклавний пінобетон, цементна суспензія, активація, кавітатор ударної дії, мобільна технологічна лінія.

### NON-AUTOCLAVED FOAMED CONCRETE ON BASE OF ACTIVATED CEMENT SUSPENSION

**SHEINICH L.O.** Dr., Prof., Head of department, State enterprise “State Scientific Research Institute of Building Structures”,

e-mail: schein@ndibk.gov.ua,

tel.: + 38 (044) 248-88-73,

ORCID: 0000-0002-7684-9495

**NEMCHYN O.F.** PhD, Prof., general director, Innovation Technologic Group, Limited Liability Company, e-mail: led@innov-tec.com.ua,

tel.: + 38 (044) 272-07-70

**YEVDOSHCHUK D.V.** Dep. general director, Innovation Technologic Group, Limited Liability Company, e-mail: led@innov-tec.com.ua,

tel.: + 38 (044) 272-07-70



**IGNATOVA I.V.** PhD, senior scientist, laboratory head, State enterprise “State Scientific Research Institute of Building Structures”, e-mail: i.ignatova@ndibk.gov.ua, tel.: + 38 (044) 249-38-41, ORCID: 0000-0001-5331-5039

**MYKOLAIETS M.G.** PhD, senior scientist, State enterprise “State Scientific Research Institute of Building Structures”, e-mail: mmikolaets@gmail.com, tel.: + 38 (044) 249-38-41, ORCID: 0000-0002-8823-3401

**MOODRYK M.S.** Lead technologist, State enterprise “State Scientific Research Institute of Building Structures”, e-mail: otradny1961@bigmir.net, tel.: + 38 (044) 249-38-41

## ABSTRACT

Paper is devoted to development of the effective inexpensive heat-insulating material - non-autoclaved foamed concrete. There is proved the expediency of wet mechanic activation of cement suspension for foamed concrete production. There is determined, the hydro-dynamic cavitation treatment is improving cement activity, rate of produced material homogeneity and physical and mechanical characteristics of artificial stone.

Cavitation regime of treatment (duration, vacuum parameters etc.) for optimal characteristics of activated solution mixture has been determined in the researches results. Mobil processing line for foamed concrete production is described. The heat-insulating non-autoclaved foamed concrete blocks with average density 250-300 kg/m<sup>3</sup> and compression strength 0,7-1,0 MPa were gotten on that line.

**KEY WORDS:** non-autoclaved foamed concrete, cement suspension, activation, strike action cavitator, mobil technological line.

## ВСТУП

Поряд із появою нових ефективних матеріалів і конструкцій бетон продовжує зберігати одне з провідних місць у будівництві. З кожним роком збільшується різноманітність в'язучих композицій, бетонів на їх основі та технологічних способів виробництва збірного і монолітного залізобетону, в тому числі з використанням пінобетону.

У зв'язку із подорожчанням енергоносіїв у всьому світі спрямовують зусилля на пошук ефективних недорогих теплоізоляційних і конструкційних матеріалів при будівництві, як житлових, так і промислових будівель і споруд. Одним із матеріалів, який здатний задовільнити зазначені вимоги, є пінобетон. Від традиційних будівельних матеріалів пінобетон відрізняється такими властивостями: вологостійкість, низька теплопровідність, монолітність, економічність, негорючість, довговічність. Крім того, із

різновидів пінобетону слід виділити неавтоклавний пінобетон, який характеризується закритою пористістю, більш низьким водопоглинанням, подальшим набором міцності та низькою вартістю виготовлення.

## АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДЖЕРЕЛ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Одним із варіантів підвищення якості бетонів, у тому числі і пінобетонів, є вдосконалення способів приготування бетонних сумішей. У технології бетону багато досліджень присвячено питанням механічної і механохімічної активації, як вихідних компонентів, так і готової суміші [1-3]. При такій активації досягають суттєвої інтенсифікації процесів тверднення та збільшення міцності бетону. Ряд робіт виконано з активації цементів шляхом їх помелу із застосуванням вібротолків [1-3]. Питанням фізики помелу присвячені дослідження Ходакова Г.С. [1]. Однак цей метод має ряд проблем, головними з яких є високі енерговитрати на досягнення необхідної дисперсності цементів, втрата ними набутої активності при зберіганні і перевезенні, технологічні складності отримання високооднорідних сумішей. Високодисперсні і однорідні композиції можуть бути досягнуті шляхом мокрого помелу компонентів. Мокре подрібнення цементів більш ефективно, ніж сухий помел. Питанню мокрого подрібнення присвячено роботи [4, 5].

Мокра механоактивація цементної суспензії безпосередньо в процесі отримання пінобетону є найбільш економічно доцільною, оскільки виключає необхідність використання допоміжного обладнання для попереднього помелу в'язучого і заповнювача. Завдяки цьому, знижуються час на отримання пінобетонної суміші, енергоспоживання і металоємність, що призводить до зниження собівартості готової продукції при збереженні показників якості.

## ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Метою даної роботи є отримання неавтоклавного пінобетону на основі активованої цементної суспензії, встановлення необхідних параметрів роботи устаткування та розроблення технології одержання якісного неавтоклавного пінобетону.

## ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

На сьогодні промисловість серійно випускає широку номенклатуру обладнання для виробництва неавтоклавного пінобетону. Однак за останні роки все більшого значення набувають невеликі мобільні установки, для яких характерна простота монтажу та обслуговування, а також порівняно невисока енергоємність.

Авторами було розроблено установку для одержання активованої водно-цементної суспензії [6]. Проведеними в ДП НДІБК дослідженнями було





а)



б)



в)



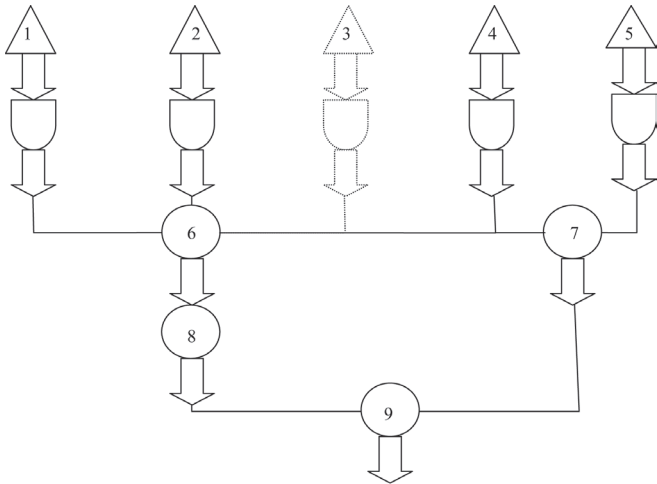
г)



д)



**Рис. 1.** Мобільна лінія з виготовлення пінобетонної суміші:  
а) – загальний вид; б) – кавітатор ударної дії; в) – змішувач; г) – піногенератор; д) – компресор



**Рис. 2.** Укрупнена технологічна схема приготування пінобетонної суміші

△ - складування: 1 – піску; 2 – цементу; 3 – добавок; 4 – води; 5 – піноутворювача;

⇓ - транспортування; ☐ - тимчасове зберігання та

дозування; ○ - перемішування: 6 – приготування

розчинової суміші у змішувачі; 7 – приготування піни у піногенераторі; 8 – кавітаційне оброблення розчинової суміші у кавітаторі; 9 – перемішування активованої розчинової суміші з піною

встановлено, що гідродинамічне кавітаційне оброблення в зазначеній установці прискорює процес активації цементу у водоцементних суспензіях. Було підібрано режими кавітаційного оброблення (тривалість, параметри вакуумування тощо), при яких досягають оптимальних характеристик активованої розчинової суміші. За рахунок такого оброблення збільшується активність цементу, підвищується ступінь однорідності готового матеріалу, зростають фізико-механічні показники цементного каменю [7].

За результатами досліджень [8] було встановлено такі необхідні параметри для отримання пінобетону за розробленою технологією: густина піни, оптимальна витрата цементу, вид хімічних добавок та їх кількість, необхідне водоцементне відношення та концентрація розчинової суміші.

Загальний вигляд змонтованої в ДП НДІБК мобільної лінії з виготовлення пінобетону на основі активованої розчинової суміші представлено на рис. 1а.

Відповідно до розробленої технології цемент, вода та, за необхідності, пісок та добавки в заданих кількостях замішують за допомогою змішувача (рис. 1в). Отриману суспензію подають до кавітатора ударної дії (рис. 1б) за рахунок створення в ньому розрідження. Кавітаційне оброблення суспензії здійснюють за допомогою обертання кавітаційних робочих органів уста-

новки, у вакуумі, протягом 90 с. Перекачування суспензії у змішувач виконують шляхом подавання повітря під тиском до кавітатора за допомогою компресора (рис. 1д). У змішувач також подають попередньо підготовлену піну, утворену в піногенераторі (рис. 1г).

Пінобетонну суміш отримують шляхом перемішування активованої суспензії з піною у змішувачі. Вивантаження пінобетонної суміші виконується під тиском повітря.

Укрупнена технологічна схема приготування пінобетонної суміші представлена на рис. 2.

На змонтованій мобільній лінії за даною технологією було отримано неавтоклавні пінобетонні блоки середньою густиною 250-300 кг/м<sup>3</sup> та міцністю при стиску 0,7-1,0 МПа. Згідно з [9] отримані блоки віднесені до теплоізоляційного ніздрюватого бетону.

## ВИСНОВКИ

За результатами роботи було отримано неавтоклашний пінобетон на основі активованої цементної суспензії. Змонтовано мобільну лінію з виготовлення пінобетону та встановлено необхідні параметри роботи устаткування для отримання якісного неавтоклавного пінобетону. На змонтованій мобільній лінії було отримано теплоізоляційні неавтоклавні пінобетонні блоки середньою густиною 250-300 кг/м<sup>3</sup> та міцністю при стиску 0,7-1,0 МПа.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Ходаков Г.С. Физика измеления / Ходаков Г.С. – М.: Наука, 1972. – 385 с.
2. Совалов И.П. Методы активации цементов и влияние активации на свойства бетонов: учебное пособие / И.П. Совалов, Ю.Г. Хаютин. – М.: Стройиздат, 1963. – 250 с.
3. Соломатов В.И. Интенсивная технология бетонов / В.И. Соломатов, М.Н. Тахиров, Мд. Тахер Шах. – М.: Стройиздат, 1989. – 264 с.
4. Шейнич Л.А. Строительные материалы на основе нефелинового шлама, перерабатываемого по безобжиговой технологии: дисс. ... канд. технических наук: 05.23.05 / Шейнич Леонид Александрович. – Киев, 1980. – 155 с.
5. Руденко Н.Н. Тяжелые бетоны с высокими эксплуатационными свойствами / Н.Н. Руденко. – Днепропетровск: Арт-Пресс, 1999. – 260 с.
6. Пат. №83158, Україна, МПК В28С 5/16, В01F 7/04. Пристрій для одержання активованої водно-цементної суспензії. / Черневич І.М., Тодорашко Г.Т., Набіус І.А., Немчин О.Ф. – № 200706013; заявл. 30.05.2007; опубл. 10.06.2008, Бюл.





- № 11, 2008 р. - [Електронний ресурс] // <http://uapatents.com/8-83158-pristriijj-dlya-oderzhannya-aktivovano-vodno-cementno-suspenzi.html> (дата звернення: 24.07.2017).
7. Відпрацювання технологічних режимів мобільної технологічної лінії по виготовленню неавтоклавного пінобетону, проведення випробувань фізико-механічних та теплофізичних показників матеріалу, розробка технологічної документації та видача сертифікату відповідності: звіт про н.-д. роботу (проміжний): 3/ ДП НДІБК; керівник Шейніч Л.О.; виконавці: М.Г. Миколаєць, І.В. Ігнатова. – Київ, 2016. – 17 с.
  8. Відпрацювання технологічних режимів мобільної технологічної лінії по виготовленню неавтоклавного пінобетону, проведення випробувань фізико-механічних та теплофізичних показників матеріалу, розробка технологічної документації та видача сертифікату відповідності: звіт про н.-д. роботу (проміжний): 4/ ДП НДІБК; керівник Шейніч Л.О.; виконавці: І.В. Ігнатова, М.Г. Миколаєць. – Київ, 2017. – 17 с.
  9. Будівельні матеріали. Бетони ніздрюваті. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-45:2010. – [Чинний від 2010-01-29]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – 28 с. – (Національний стандарт України).
- carrying out of the tests on physical-mechanical and heat-physical indexes of material, development of the technological documentation and issuing of conformity certificate: Report on s.-r. work (interim): 3/ SE NIISK; manager Scheinich L.O.; executors M.G. Mykolaets, I.V. Ignatova. – Kyiv, 2016. – 17 p.
8. Development of the technological regimes for mobile technological line for production of non-autoclaved foamed concrete, carrying out of the tests on physical-mechanical and heat-physical indexes of material, development of the technological documentation and issuing of conformity certificate: Report on s.-r. work (interim): 4/ SE NIISK; manager Scheinich L.O.; executors M.G. Mykolaets, I.V. Ignatova. – Kyiv, 2017. – 17 p.
  9. Construction materials. Porous concretes. General specification: DSTU B V.2.7-45:2010. – [Effective from 29<sup>th</sup> January 2010]. – Kyiv: SE «Ukrarhbudininform», 2010. – 28 p. – (National standard of Ukraine).

Стаття надійшла до редакції 15.08.2017.

## REFERENCES

1. Khodakov G.S. Treatment physics. – M.: Nauka, 1972. – 385 p.
2. Sovalov I.P., Khajutin Ju.G. Cements activation methods and activation impact on concretes behavior: Tutorial. – M.: Strojizdat, 1963. – 250 p.
3. Solomatov V.I., Tahorov M.N. Intensive concretes technology. Md. Taher Shah. – M.: Strojizdat, 1989. – 264 p.
4. Scheinich L.A. Construction materials on base of nepheline sludge processed by non-kilning technology: Diss... PhD: 05.23.05 / Scheinich Leonid Aleksandrovych. – Kyiv, 1980. – 155 p.
5. Rudenko N.N. Heavy concretes with high operational properties. – Dnepropetrovsk: Art-Press, 1999. – 260 p.
6. Patent of Ukraine №83158, Cl. B28C 5/16, B01F 7/04, Equipment for production of the activated water-cement suspension / Chernevych I.M., Todorashko G.T., Nabius I.A., Nemchyn O.F. – № 200706013; appl. 30.05.2007; pub. 10.06.2008, Bul. № 11, 2008.
7. Development of the technological regimes for mobile technological line for production of non-autoclaved foamed concrete,



## **МІЖНАРОДНА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ «НАУКОВО-ТЕХНІЧНІ ПРОБЛЕМИ СУЧАСНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ»**

18-19 жовтня 2017 року, у м. Полтава була проведена Міжнародна конференція «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону», що присвячена 120-річчю від дня народження доктора технічних наук, професора Торяника Михайла Степановича. Конференція була організована Державним підприємством «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» і Полтавським національним технічним університетом імені Юрія Кондратюка, на базі якого і проходила.

У роботі конференції, крім представників від установ-організаторів конференції, взяли участь фахівці Національного університету водного господарства та природокористування (м. Рівне), Київського національного університету будівництва та архітектури, Національного транспортного університету (м. Київ), Національного авіаційного університету (м. Київ), Інституту геофізики ім. С.І. Субботіна НАН України, ПАТ «Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «Енергопроект», Національного університету «Львівська політехніка», Одеської державної академії будівництва і архітектури, Харківського національного університету будівництва і архітектури, Харківського національного університету міського господарства ім. О.М. Бекетова, Державного вищого навчального закладу «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» (м. Дніпро), низки провідних будівельних компаній та проектних організацій України. Усього у роботі конференції взяло участь 98 фахівців (серед яких - 31 доктор наук та 36 кандидатів наук) та зроблено більше 50 доповідей.

За результатами конференції прийнято такі рішення:



1. Відзначити актуальність розгляду питань щодо розвитку теорії залізобетону з урахуванням появи нових матеріалів, конструктивних рішень і технологій, удосконалення оцінювання сейсмостійкості, безпеки та надійності і довговічності залізобетонних конструкцій при динамічних, знакозмінних та особливих впливах.

2. Продовжити розроблення нових конструкцій та виробів із бетону, залізобетону і сталезалізобетону з урахуванням вимог національної нормативної бази та Європейських стандартів.

3. Продовжити вдосконалення системи розрахунків бетонних і залізобетонних конструкцій на загальній концепту-

альній основі механіки твердого деформівного тіла з розробленням програмного забезпечення.

4. Здійснювати подальше дослідження властивостей огорожувальних конструкцій для використання в житловому та промисловому будівництві, в т. ч. мобільних будинків і споруд швидкого монтажування.

5. Забезпечити розроблення енергозберігаючих технологій шляхом застосування ефективних добавок для бетонів, а також дослідження властивостей конструкцій на їх основі.

6. Продовжити дослідження спеціальних видів бетонів для будівельних конструкцій, в т.ч. високоміцних бетонів класів C60/70 – C120/150 (із застосуванням хімічних добавок, фібробетонів, наноматеріалів) із встановленням раціональних областей їх використання та розроблення нових ефективних збірно-монолітних, збірних та монолітних залізобетонних конструкцій.

7. Використовувати досвід і результати досліджень іноземних і національних наукових шкіл для їх висвітлення в освітній практиці.

8. Науковим школам (у т.ч. вищих навчальних закладів) України та країн ЄС об'єднувати зусилля в розробленні спільних програм щодо вирішення актуальних питань сучасного залізобетону.

9. Розширити роботи щодо науково-технічного супроводу, об'єктів будівництва участі у супроводі, перегляду та розроблення нових державних будівельних норм та національних стандартів з питань проектування з бетону і залізобетону конструкцій, основ і фундаментів, сейсмостійкого будівництва, теплової ізоляції будівель, захисту від шуму, захисту від корозії, захисту від інших факторів впливу, пожежної безпеки тощо.

10. Продовжити впровадження та застосування Євростандартів у будівельній галузі України.





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

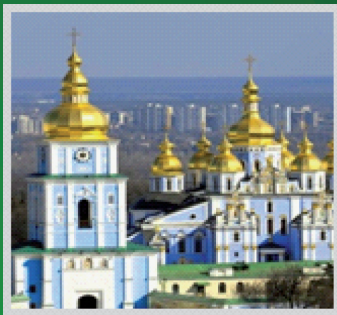
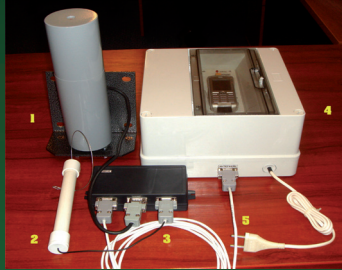
### НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

1. Розроблення будівельних норм, державних стандартів (ДСТУ) технічних свідоцтв
2. Науково-технічний супровід проектування, зведення та експлуатації будівель і споруд в т.ч.: на територіях зі складними інженерно-геологічними і сейсмічними умовами; об'єктів ядерної та теплової енергетики
3. Розроблення конструктивних рішень та технології зведення доступного житла
4. Розроблення технічних рішень з підвищення енергоефективності будівельних об'єктів
5. Інжинірингові послуги:
  - оптимізація проектних рішень будівельних об'єктів або їх елементів
  - розроблення методів розрахунків будівельних конструкцій
  - розроблення технологій виготовлення будівельних конструкцій
  - розроблення рекомендацій при реконструкції будівель і споруд
  - обстеження і оцінка будівельних конструкцій; розробка паспортів технічного стану будівель та споруд
  - технічний нагляд за будівництвом
  - геодезичний контроль за будівництвом
  - сертифікація будівельних матеріалів, виробів та конструкцій
  - експертиза науково-технічної продукції, у тому числі проектних, науково-дослідних та дослідно-конструкторських робіт
  - консультаційні послуги;
  - підготовка кадрів вищої кваліфікації через аспірантуру
6. Інженерно-геологічні, геофізичні вишукування
7. Статичне і динамічне випробування паль
8. Чисельні розрахунки будинків і споруд
9. Проектування спеціальних видів робіт в будівництві:
  - основ і фундаментів всіх типів
  - каркасів монолітних будинків
  - посилення будівельних конструкцій
10. Будівництво під ключ:
  - усунення наднормативних кренів будинків і споруд
  - зміцнення ґрунтів методом глибинного змішування
  - ущільнення ґрунтів гідровибухом
  - водопониження
  - гідроізоляція фундаментів і стін
  - посилення будівельних конструкцій
  - компенсатори для трубопроводів
11. Контроль якості матеріалів та конструкцій:
  - суцільність та довжина паль
  - міцність бетону залізобетонних конструкцій
  - ущільнення ґрунтів
  - закріплення цементом скалистих масивів
  - оцінка рівня та розробка захисту акустичного опорядження житлових, громадських, у т.ч. спеціалізованих театральних, музейних, архівних, виробничих та інших об'єктів
  - оцінка рівня теплотехнічних якостей будівельних конструкцій
12. Моніторинг будинків і споруд, в т.ч. автоматизований

**НОРМИ, СТАНДАРТИ  
ТЕХНІЧНІ СВІДОЦТВА  
РОЗРАХУНКИ  
ПРОЕКТУВАННЯ  
МОНІТОРИНГ  
ОБСТЕЖЕННЯ  
ВИПРОБУВАННЯ  
ЕКСПЕРТИЗА  
КОНСУЛЬТАЦІЇ**







## АДРЕСА ІНСТИТУТУ, ЙОГО ФІЛІЙ ТА ЛАБОРАТОРІЙ

м. Київ, вул. Преображенська, 5/2,  
03037, Україна тел.: 044 249-72-34,  
044 249-38-00, факс: 044 248-89-09  
E-mail: [ndibk@ndibk.gov.ua](mailto:ndibk@ndibk.gov.ua)  
[www.niisk.com](http://www.niisk.com)

м. Запоріжжя, вул. Новобудов, 4,  
69076, Україна  
тел./факс: 061 277-13-59  
E-mail: [zv@ndibk.gov.ua](mailto:zv@ndibk.gov.ua)  
[www.niisk.ad.ua](http://www.niisk.ad.ua)

м. Полтава, тел./факс: 044 249-37-72  
E-mail: [0679199507@ukr.net](mailto:0679199507@ukr.net)  
E-mail: [0504046376@ukr.net](mailto:0504046376@ukr.net)

м. Рівне, вул. 16-го липня, 38, 33001,  
Україна  
тел./факс: 0362 22-34-60

м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4, 65029,  
Україна  
тел./факс: 048 723-53-11

м. Дніпро,  
вул. Паторжинського, 25, кв. 1, 49006  
тел./факс: 096 613-95-92





[www.niisk.com](http://www.niisk.com)

