

ISSN 2786-6696 (print)
ISSN 2786-670X (online)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

СУЧАСНЕ БУДІВНИЦТВО ТА АРХІТЕКТУРА

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

**Випуск № 4
червень 2023**

ОДЕСА 2023

СУЧАСНЕ БУДІВНИЦТВО ТА АРХІТЕКТУРА
ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
ISSN 2786-6696 (print) ISSN 2786-670X (online)

Випуск № 4, червень 2023

Збірник наукових праць видається під назвою “Сучасне будівництво та архітектура” з 2022 р., періодичність – 4 рази на рік.

Попередня назва збірнику – Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, з 2000 р.

Засновник і видавець – Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса.

Свідоцтво про державну реєстрацію КВ №25221-15161ПР від 10 червня 2022 р.

Збірник наукових праць входить до переліку наукових фахових видань України, у яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт. Наказ МОН України №1643 від 28.12.2019 року (категорія Б).

З 2016 р. збірник наукових праць індексується в міжнародній наукометричній базі Index Copernicus.

У збірнику представлені результати наукових і експериментально-теоретичних досліджень у галузі будівництва та архітектури; будівельних конструкцій; будівельних матеріалів та технологій; гідротехнічного та транспортного будівництва; інженерних мереж та обладнання; основ та фундаментів; технології та організації будівельного виробництва.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних установ та виробничих підприємств будівельної галузі, аспірантів та магістрів навчальних закладів.

Головний редактор – Вировой В.М. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Відповідальний редактор – Кровяков С.О. – д-р техн. наук, доц., ОДАБА;

Відповідальний секретар – Антонюк Н.Р. – к-т техн. наук, доц., ОДАБА.

Редакційна колегія:

Азізов Т.Н. – д-р техн. наук, проф., Уманський державний педагогічний університет ім. П. Тичини (за згодою);

Горик О.В. – д-р техн. наук, проф., Полтавська державна аграрна академія (за згодою);

Карпюк В.М. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Клименко Є.В. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Кривенко П.В. – д-р техн. наук, проф., Науково-дослідний інститут в’язаних матеріалів ім. В.Д. Глуховського (за згодою);

Крутій Ю.С. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Ляшенко Т.В. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Плугін А.А. – д-р техн. наук, проф., Український державний університет залізничного транспорту (за згодою);

Саницький М.А. – д-р техн. наук, проф., НУ «Львівська політехніка» (за згодою);

Сур’янінов М.Г. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Шинкевич О.С. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Czarnecki Lech – Professor, Instytut Techniki Budowlanej, ITB, Warsaw, Польща (за згодою);

Iskhakov Iakov – Ph.D., Professor, Ariel University, Ariel, Ізраїль (за згодою);

Fischer Hans-Bertram – Dr.-Ing., Bauhaus-Universität, Weimar, Німеччина (за згодою);

Kozina Goran – Professor, University North, Хорватія (за згодою);

Milkovic Marin – Ph.D., University North, Хорватія (за згодою);

Ramanathan Hareesh N – Dr., Professor, TCS Institute of Science and Technology, Arakkunnam, Kochi, Kerala, India;

Ribakov Y.I. – Ph.D., Professor, Ariel University, Ariel, Ізраїль (за згодою);

Slapac Mariana – Dr. Habilitat of Art, Cultural Heritage Institut, Chisinau, Молдова (за згодою).

Технічна редакція:

Зайцева О.Ю. – к.філ.н., доц., ОДАБА, завідувача кафедрою «Іноземних мов»;

Рекомендовано до видання Вченою радою ОДАБА

Протокол № 9 від 8.06.2023 р.

Свідоцтво КВ №25221-15161ПР від 10.06. 2022 р.

Наказ МОН України №1643 від 28.12.2019 р. (категорія Б)

ISSN 2786-6696 (print)
ISSN 2786-670X (online)

© Одеська державна академія
будівництва та архітектури
(ОДАБА), 2023

ISSN 2786-6696 (print)
ISSN 2786-670X (online)

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

ODESSA STATE ACADEMY
OF CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE

***MODERN CONSTRUCTION
AND ARCHITECTURE***

COLLECTION OF SCIENTIFIC WORKS

**Issue № 4
June 2023**

ODESSA 2023

MODERN CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE
COLLECTION OF SCIENTIFIC WORKS
ISSN 2786-6696 (print) ISSN 2786-670X (online)

Issue № 4, June 2023

Collection of scientific works has been published under name “Modern construction and architecture” since 2022, frequency – 4 times a year.

The previous title of the collection – Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, since 2000.

Founder and publisher – Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture (OSACEA), Odessa.
Certificate of state registration KB №25221-15161ПП, 10 June, 2022.

Collection of scientific works enters the list of scientific editions of Ukraine, in which thesis results can be published. Order of the Ministry of Education and Science of Ukraine № 1643, 28 December, 2019 (category B).

Since 2016 collection of scientific works is indexed into International scientometric base of the Index Copernicus.

Results of scientific and experimental-theoretical researches in the field of construction and architecture; building structures, building materials and techniques; hydrotechnical and transport construction; utility networks and facilities; basement and foundations; technology and organization of building production are presented in the collection.

It is assigned for scientific workers, specialists of design organizations and manufacturing enterprises of construction domain, postgraduates, masters of educational institutions.

Editor-in-chief – Vyrovoy V.N. – D.Sc., Professor, OSACEA;

Executive editor – Kroviakov S.O. – D.Sc., Associate Professor, OSACEA;

Executive Secretary – Antoniuk N.R. – Ph.D., Associate Professor, OSACEA.

Editorial Board:

Azizov T.N. – D.Sc., Professor, Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical;

Goryk O.V. – D.Sc., Professor, Poltava State Agrarian Academy;

Karpiuk V.M. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Klymenko Y.V. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Kryvenko P.V. – D.Sc., Professor, Scientific Research Institute for Binders and Materials named after V.D.Glukhovsky

Krutii Yu.S. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Lyashenko T.V. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Plugun A.A. – D.Sc., Professor, Ukrainian State University of Railway Transport;

Sanytsky M.A. – D.Sc., Professor, Lviv Polytechnic National University;

Surianinov M.G. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Shynkevych O.S. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Czarnecki Lech – Professor, Instytut Techniki Budowlanej, ITB, Warsaw;

Iskhakov Iakov – Ph.D., Professor, Ariel University, Ariel, Israel;

Fischer Hans-Bertram – Dr.-Ing., Bauhaus-Universität, Weimar, Germany;

Kozina Goran – Professor, University North, Croatia;

Milkovic Marin – Ph.D., University North, Croatia;

Ramanathan Hareesh N – Dr., Professor, Toc H Institute of Science and Technology, Arakkunnam, Kochi, Kerala, India;

Ribakov Y.I. – Ph.D., Professor, Ariel University, Ariel, Israel;

Slapac Mariana – Dr. Habilitat of Art, Cultural Heritage Institut, Chisinau, Moldova.

Technical editorship:

Zaytceva J.Y. – Ph.D., Associate Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Recommended for publication by the Academic Board of the OSACEA

Protocol № 9, 8 June, 2023.

Certificate KB №25221-15161ПП, 10 June, 2022.

Order of Ministry of Education and Science of Ukraine № 1643, 28 December, 2019 (category B).

ISSN 2786-6696 (print)
ISSN 2786-670X (online)

© Odessa State Academy
of Civil Engineering and Architecture
(OSACEA), 2023

ЗМІСТ

АРХІТЕКТУРА

Попович Д.С.

Особливості гармонізації об'ємно-просторової архітектури сучасного житла в історичному середовищі польського міста Гданськ..... 7

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

Дауров М.К., Білик А.С.

Посилення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі..... 14

Човнюк Ю.В., Приймаченко О.В., Чередніченко П.П., Остапущенко О.П., Кравченко І.М.

Аналіз пружних хвилеутворень у канатах вантажопідйомних кранів..... 23

Човнюк Ю.В., Приймаченко О.В., Чередніченко П.П., Шудра Н.С.

Моделювання та оптимізація процесів переміщення і розгону вантажного візка мостового крана у режимі гасіння некерованих коливань вантажу..... 33

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ ТА ТЕХНОЛОГІЇ

Гедуляк С.І., Антонюк Н.Р., Шевченко Т.І., Вєтох О.М.

Порівняльний аналіз методик вимірювання адгезії ремонтних розчинів з сухих будівельних сумішей до бетонних поверхонь..... 41

Гоц В.І., Кочетов Г.М., Ластівка О.В., Самченко Д.М., Мегеть В.С.

Корозійна стійкість порошкових лакофарбових матеріалів з використання феритизованих промислових відходів..... 49

Кривенко П.В., Гелевера О.Г., Руденко І.І., Константиновський О.П.

Управління процесами структуроутворення шлаколузних цементів, активованих силкатами натрію..... 56

ГІДРОТЕХНІЧНЕ ТА ТРАНСПОРТНЕ БУДІВНИЦТВО

Горбань І.М., Корольова А.С., Соколовський Г.П.

Набігання поверхневої поодинокі хвилі на тонкий вертикальний напівзанурений екран.. 71

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Митинський В.М., Новський О.В., Новський В.О., Сушицька Т.А.

Статичні і динамічні випробування металевих паль-оболонки морського причалу..... 81

Осадчий В.С., Анісімов К.І., Великий Д.І., Бааджи В.Г.

Протизсувна споруда підвищеної несучої здатності та зниженої матеріаломісткості..... 89

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Галушко В.О., Менайлюк О.І., Бічев І.К., Кирилюк С.В., Уваров Д.Ю., Уварова А.С.

Сучасний спосіб нанесення суміші на вертикальну поверхню..... 102

Вимоги до оформлення статей у збірнику Сучасне будівництво та архітектура..... 111

CONTENTS

ARCHITECTURE

Popovych D.S.

Features of the harmonization of volume-spatial architecture of modern housing in the historical environment of the polish city of Gdansk..... 7

BUILDING STRUCTURES

Daurov M.K., Bilyk A.S.

The multi-storey buildings steel frames vitality in the fire increasing..... 14

Chovnyuk Y., Priymachenko A., Cherednichenko P., Ostapushchenko O., Kravchenko I.

Elastic waveforms analysis in the load lifting cranes ropes..... 23

Chovnyuk Y., Priymachenko A., Cherednichenko P., Shudra N.

Modeling and optimization of the processes of movement and acceleration of the overhead crane trolley in the mode of damping uncontrolled load oscillations..... 33

BUILDING MATERIALS AND TECHNIQUES

Hedulian S.I., Antoniuk N.R., Shevchenko T.I., Vietokh O.M.

Comparative analysis of methods of measuring adhesion of repair solutions from dry building mixtures to concrete surfaces..... 41

Gots V.I., Kochetov G.V., Lastivka O.V., Samchenko D.M., Mehet V.S.

Corrosion resistance of powder coating with use of ferritization waste..... 49

Kryvenko P.V., Gelevera O.G., Rudenko I.I., Konstantinovsky O.P.

Control of structure formation processes of slag-alkali cements activated with sodium silicates..... 56

HYDROTECHNICAL AND TRANSPORT CONSTRUCTION

Gorban I.M., Korolova A.S., Sokolovsky G.P.

Runup of a surface solitary wave on a thin vertical semi-submersed screen..... 71

BASEMENT AND FOUNDATIONS

Mytynskiy V., Novskiy O., Novskiy B., Sushytska T.

Static and dynamic tests of metal pile-shells of a sea pier marine terminal..... 81

Osadchy V.S., Anisimov K.I., Velykiy D.I., Baadzhi V.G.

Landslide protection structure of increased bearing capacity and reduced material consumption... 89

TECHNOLOGY AND ORGANIZATION OF BUILDING PRODUCTION

Galushko V.O., Meneilyuk O.I., Bichev I.K., Kyryliuk S.V., Uvarov D.Yu., Uvarova A.S.

Modern method of applying the mixture on a vertical surface..... 102

Requirements for the articles formation in collection Modern construction and architecture 111

FEATURES OF THE HARMONIZATION OF VOLUME-SPATIAL ARCHITECTURE OF MODERN HOUSING IN THE HISTORICAL ENVIRONMENT OF THE POLISH CITY OF GDANSK

Popovych D.S., postgraduate student,
popovych.ds@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9473-3568
Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitroflotskyi avenue, Kyiv, Ukraine, 03037

Abstract. The Polish city of Gdansk is a rather interesting and special European city in terms of architectural features of the city's historical development. And after the Second World War, Polish architects did a great job of restoring the city, preserving the historical architectural heritage and harmonizing modern architecture in the historical context. This scientific study analyzes the peculiarities of the reconstruction of the historical districts of the city, the implementation of international charters, the peculiarities of the historical architecture of the Polish city, and defines the main architectural styles that are widespread in the historical districts of the city. Three architectural objects from historical periods are analyzed: Renaissance (the Kamienica Czirebergów-Frederów building, Baroque (the building at Długi Targ Street 20), Classicism (the building at Mariacka Street 14). The features that combine the architecture are analyzed all three styles, in this way we determine the features of the historical architecture of the city.

The peculiarities of the harmonization of the facade architecture of modern housing in the historical buildings of the city of Gdańsk are determined. According to our own methodology, we determine the principles that are most suitable for harmonizing the modern with the historical during design. An analysis of the built object on Szeroka Street (architect A. Taraszkiewicz) of modern housing in the historical context is carried out, according to the criteria developed according to the scheme, such as shape, color scheme, size, balance, facade fabric, proportions of window and door openings and materials used in construction. As a result of the analysis according to the criteria, the principles of harmonization, according to which the architecture was formed, are determined. It discusses the challenges faced in designing and building in the historic district and how the city government, the public, the client and the architects consolidated their efforts to solve the complex issues.

Keywords: historical buildings, modern housing in historical buildings, historical architecture of Gdańsk, harmonization.

Introduction. Most large European cities have a valuable and carefully preserved historic center, where modern buildings may appear from time to time. The emotional tension caused by such projects, both at the design stage and at the construction stage, reaches the highest level of creative involvement of the public. Designers, architects and engineers perform their tasks in extremely limited historical and spatial conditions, and also have technical problems related to the preservation of valuable remains of historic buildings that can be found on the construction site. These problems were most acute in cities that suffered significant damage as a result of the war. Such cities include Gdansk, where the destruction of buildings in the city center during the Second World War reached almost 90% [1].

The historical center of Gdańsk was rebuilt in the post-war years, however, this reconstruction was not a true, literal reconstruction of the pre-war elements. Almost all significant monuments have been reconstructed, the main lines of the streets have been rebuilt, the city panorama has been recreated, but at the same time the urban fabric has been radically transformed, adapted to the requirements of modern urban planning. A residential area has been created in the area of the historical center of the city. Therefore, during the reconstruction, the main emphasis was placed on

residential construction, which makes up a large part of the fabric of this new – and at the same time old – urban organism. Architecturally, the reconstruction of Gdańsk was a fascinating combination of modernism, socialist realism and historical heritage [2].

Despite the successful reconstruction of the city by the post-war generation of builders, Gdańsk still needs to fill spaces with new houses, replenish blocks and fragments of street facades. However, these actions are taking place under different conditions than after the Second World War, as they have to take into account the provisions of the Venice Charter.

This Charter, adopted in 1964 by the Second International Congress of Architects and Technicians of Historic Monuments in Italy, calls for the protection and preservation of the original structure and materials of historic buildings and for maintaining a clear distinction between all newly added elements and the original historic architecture. Article 9 of the Venice Charter is the most relevant here, which says: "Restoration is considered as a unique measure of monument protection. The goal of the restoration is to preserve and reveal the aesthetic and historical significance of the monument, which is based on careful treatment of the historical substance as an authentic document. The restoration ends when the hypothesis begins; as for hypothetical reproductions, any additions deemed necessary for aesthetic or technical reasons must differ in the architectural form of the monument and bear the signs of our time. Archaeological and historical studies of immovable monuments should always precede restoration and accompany restoration works" [3].

Analysis of the latest research. Investigating the problem of harmonization of modern residential architecture in the historical context, the studies of various authors were analyzed. Among domestic scientists, it is possible to single out the scientific research of K.V. Serheieva, L.S. Martyshova, who in his work entitled: "Interrelationship of modern buildings in the historical center of the city on the example of Kharkiv", touch on the issue of harmonization of new architecture in the Ukrainian city of Kharkiv [4]. Also, among the domestic works, the scientific work of Yu.O. Kharaborska, K.V. Sukharevskiyi, who in their work "Approaches to the design of modern architecture in a historical environment" [5] investigate the features that can be used to design modern architecture in a historical context. Among foreign studies, there are many scientific works by European and American authors, such as Susan Macdonald, Michael Davies, Roger Hunt, Iain Boyd, and others [6-9]. Also important for analysis are the scientific works of Turkish authors such as A. Kaçar, F. Semerci and Yuceer Hulya, Ipekoglu Basak. In their works, they investigated the methods of analysis of modern architecture in the historical context [10-11].

The goal of the work. The object of the study is the architecture of modern housing in the historical buildings of the city of Gdansk, the subject of the study is the peculiarities of the harmonization of volumetric and spatial solutions. The purpose of the study is to analyze the features of the historical architecture of the Polish city of Gdansk, and to determine the principles of harmonization of volumetric and spatial architectural solutions of modern housing in the historical districts of the Polish city of Gdansk from the point of view of use. In the research, it is necessary to pay attention to the spatial and aesthetic aspects of the projects, which contribute to a harmonious combination with the historical fabric of the city.

Research methodology. Primary data was collected by searching for photographs, project drawings, observations and documentation of historical buildings in the city of Gdańsk. The study also includes the study of architectural styles, elements, proportions and materials used in historical buildings. Secondary data is collected from scientific journals, books, articles and online resources related to the historical architecture of Gdańsk, urban planning and international charters for the preservation of historical architecture. Data on architectural styles and elements of historic buildings are analyzed to understand the historical context of the city of Gdańsk. This analysis will allow to identify architectural styles and features characteristic of Gdańsk, such as Gothic, Renaissance, Baroque. The analysis of modern housing is focused on determining the principles and characteristics of harmonization between modern housing and historical architecture. It examines how modern architectural solutions can respect and integrate with the existing historical fabric. The study includes the analysis of specific examples of modern housing projects in Gdańsk that successfully harmonize with the historical context. These studies will provide insight into the design strategies, materials and

spatial solutions used to achieve harmonization.

Presenting main material. For proper harmonization when designing modern housing, it is important to analyze the historical context of the street and the architecture of the city in general. The architecture of the city of Gdansk is very old and developed. Almost all architectural styles typical of European cities are developed in the city. These are romanticism, with its castles, and gothic, renaissance, baroque, rococo, classicism, eclecticism, neostyle, modernism, and social realism. Perhaps the style by which the Polish city is most recognizable is the architectural styles from Gothic to Classicism. Kamienica Czirenbergów-Frederów can be named as an example of Renaissance architecture (Fig. 1).

The building is an apartment building, which refers to the art of the ancient Greeks and Romans. It was owned by several noble families of Gdańsk: the Borstelins, the Kerls (Ernst Kerl, the owner of the house since 1600, was a city official and then the mayor, his sister Anna was the wife of another mayor – Jan Chyrenberg), Chyrenberg Freder. The coat of arms of the latter – with the image of a heron – is located above the portal, that is, the decorative frame of the front door. The wall with the main entrance (facade) has its modern appearance thanks to the reconstruction of 1620 according to the project of the famous Abraham van den Bloke. On the facade are twelve Renaissance medallions, which were probably made in the 16th century. A medallion is a round bas-relief that was frequently used as a decoration in Renaissance, Mannerism, and Baroque architecture. Roman emperors are depicted on the medallions of the building [12].

Above the windows of the second floor, on the left, you can see: Vespasian, Trajan Nero. Between the windows of the second floor are images of Caracalla and Octavia (wife of Nero, daughter of Claudius). Domitian, Octavian Augustus (the first Roman emperor) are depicted above the first floor. Between the windows of the first floor, on the medallions, we see Livia (the third, beloved wife of Octavian Augustus) and her grandson Claudius, and below - Tiberius, Livia's son, as well as Valentinian. The tenement house is crowned with an attic with three Latin inscriptions: "ALTAE CADUNT VITIIS", "INVIDIA", "VIRTUTIBUS INFIMAE SURGUNT". The proportions and dimensions of window openings are formed during this period of the city's history as the basis for all future buildings in the historic center of the city.

In the Baroque period, a characteristic triangular attic appears. As, for example, in the house at the address: str. Długi Targ 20 (Fig. 2). The luxurious baroque facade, the pride of the street, dates back to 1680, when a house was built on the connected plots. Between the windows of the first floor we can see its pilasters. A pilaster, already known in ancient architecture, resembles a flat pillar attached to a wall. It consists, like a column, of a base, a shaft and a capital. The pilasters are additionally decorated with herms, i.e. human torso figures supporting the head. The rest of the stem is filled with fruits and flowers. Instead of bases, pilasters have consoles – crowns. Gargoyles are masks with grotesque facial features. They appeared in earlier styles, their task was to scare away evil forces. Here they play the role of a console, that is, a decorative support. Cantilevers can also support balconies, cornices and columns. Above, above the herms, we see simple pilasters passing through two floors. When a column, pilaster, or half-column spans more than one story, we call it a grand order. Great order can be seen in other houses of Gdańsk. Between the pilasters are placed festoons, that is, ornaments in the form of a fruit and flower garland, fixed in two places. The top of the facade has a stepped shape, narrowing towards the top. The cracks, or "top steps", are decorated with volutes, as well as fruit garlands. On the sides of the window in the attic are two images in the form of medallions. They represent the rulers of Poland. On the right, the medallion depicts Jan III Sobieski. He is easily recognized by his characteristic mustache and hairstyle. King John loved to come to Gdańsk with his large family and court. In addition, he reigned in 1680, when the house was built. A metal sculpture of an eagle crowns the top of the building.

An example of classical residential architecture can probably be called the house at the address: st. Mariacka 14 (Fig. 3). It has a modest classical facade and is one of the smallest houses on the street. Also, his porch does not look too spectacular: the stairs do not pass in front of the terrace, but are drawn into its borders. The terrace is not decorated with stone slabs, only a wooden balustrade. The tenement house has one floor with a superstructure, that is, a superstructure narrower than the house itself, in which there are additional rooms. The pediment ends with a

simple cornice, on which a low pediment rests. On the side of the annex, cornucopias are carved in stone. This is a popular theme in art related to Greek mythology. According to her, Zeus, the most powerful of the gods, had to hide from his father Kronos as a child. He was raised by a goat named Amalthea. During the game, Zeus accidentally broke his horn, and then, not wanting it to go to waste, had the horn filled with whatever the person holding it desired.



Fig. 1. Kamienica
Czirenbergów-Frederów (photo
by Rafał Peplinski)



Fig. 2. Building at the
address: Długi Targ str. 20
(photo by Aleksandra
Wolska)



Fig. 3. Building at the address:
Mariacka str, 14 (photo by
Google maps)

So, after analyzing the most famous architectural objects from the three most popular styles in the historical districts of the city, it is possible to come to the conclusion which principles of harmonization are best used when designing modern housing in a historical context. An important feature of the historical architecture of Gdańsk is the facade fabric and the proportions of the window openings. It is not difficult to see that despite the change in architectural styles, we continue to see the same window proportions from house to house. Another important feature of historical architecture, which helps in harmonizing with modern architecture, is the attic characteristic of Gdańsk houses. Mainly triangular in shape, it is repeated on almost every building and, together with the narrow facade, forms a recognizable silhouette of the city's architecture, which is desirable to repeat when designing modern housing in historical buildings.

An example of harmonization. A scientific study analyzed the works of Polish architects in the city of Gdansk. Among them, it is possible to single out the projects of building modern residential architecture between historical brick buildings. These projects, although they solve a similar problem of preserving and highlighting the historical urban fabric, differ significantly in the way of achieving this goal. Differences reflect not only spatial, but also technical aspects, thanks to which each presented project is an exceptional and unique example of interdisciplinary communication for solving complex architectural problems. One of these projects is the construction of modern housing in a historical building, which we will analyze according to our own methodology.

A project by A. Taraszkiewicz built a large complex combining multi-apartment residential and commercial functions in 2013, on Szeroka Street, in the very heart of the historic city of Gdańsk (Fig. 4).

Despite its extremely prestigious location, the area, degraded by the war, was for decades an unpleasant "hole" in the neighborhood, waiting for proper use and development, to merge with the urban fabric into one. Project work on the complex of new buildings took place in a rather calm atmosphere, but important debates took place between the authorities, architects and the public. Public organizations representing the residents considered the new buildings to be a reconstruction of pre-war buildings. Adhering to the principles of the Charter of Venice, due to the lack of original iconography, the conservation authorities favored modern design. The architects shared their position with the

security authorities, and set themselves the goal of designing a house that would respect the heritage of the past, but testify to the time in which it was built. However, the architects had to take into account the guidelines for preserving historical elements. These instructions determined the town planning plan and the scale of the new building. The height of the building, as well as the rhythm, width and height of the facades of the buildings correspond to the historical divisions of the site, confirmed by archaeological finds. and presented in the 1866-1869 Situations Plan von Danzig by D. Buhse (Stankiewicz 1959).



Fig. 4. Szeroka Street, before and after the construction of the residential complex.
Photo by A. Taraszkiwicz

The design of the complex clearly refers to the historical buildings of Gdańsk, but at the same time it is completely modern. The modern expression of this architecture is defined by a typical modern facade, based on the achievements of the international style, "fresh" architectural details (for example, minimalist beams or lintels made of channels) and modern building materials and technologies, for example, zinc-titanium metal sheets used as a facade material [13].

The quarter has a deep two-story underground parking lot, which is needed due to the lack of sufficient parking spaces in the central part of the city. During the excavation work for the parking lot, valuable remains of the Gothic brickwork of three walls were discovered. These historical elements, having an oval vault, conflict with the functional and technical solutions proposed in the project, thus delaying the development of the entire project.

The issue of preserving the historic brick walls became the main issue during the discussions between the authorities and the architects.

In agreement with the security authorities, it was decided to cut the walls into large four-meter pieces, fix them in steel clamps specially designed for this purpose, remove them and move them to a military training ground for drying and preservation. After the construction of the reinforced concrete floor above the underground parking, the walls were returned to the place where they were assembled and placed according to their historical orientation and position, but one and a half stories higher, that is, at the level of the first floor.

In the scientific study, this complex was analyzed according to its own system of criteria. The design approach is modern. Modern materials, modern architectural style were used. The socio-economic status of the house is affordable-comfortable or elite. The residential complex is built in a historically formed ensemble in a dense row of historical buildings. The height is medium-floor. The shape of the complex is similar to the surrounding architecture, rectangular, narrow from the main facade. The complex is built as a single object consisting of many parallelepipeds of this shape. The size is not large, it is harmoniously combined with the historical building due to its similarity in size. The facade fabric is made of window openings. A characteristic element of the historical buildings of this area of the city are rather large windows in relation to the entire facade fabric. As a result, the architects of modern housing decided to use this in their project and built even larger window openings, most often they are balcony windows. The color scheme of this complex is not monotonous. There are forms of dark brick, there are forms with ventilation facades with sand-colored slabs, and even gray-green elements using metal as a material. All this very harmoniously resonates with the colorful colors of the surrounding historical buildings and historical architecture of the city of Gdańsk. The architecture of modern housing does not have its

sovereignty between the historical context and is well balanced with it, harmoniously combined old and new housing architecture. The principles of harmonization by preserving the facade fabric of the windows and silhouette harmonization were used for the design [14].

Conclusions and prospects for further research. In the article, we came to the conclusion that the methodology of analysis of modern housing in historical buildings is often based on the definition of key principles of harmonious combination. Thanks to this analysis, the process of combining modern architecture with historic buildings can be achieved with sensitivity and care. We have identified several principles that guide such harmonization, including preservation of the facade fabric of windows, repetition of dominant elements of the historic building, linear harmonization, formation of background buildings for the historic street, formation of superstructure on the historic street and repetition of the silhouette.

Analyzing the historical architecture of Gdańsk, it becomes clear that certain features stand out and continue to influence contemporary residential architecture in a historical context. Large front windows, pitched roofs and small house shapes are some of the defining characteristics that have influenced the design of modern housing in Gdańsk. Using these elements, modern architects can design buildings that blend organically with their historic surroundings, enhancing the overall aesthetics of the city.

It can be confidently stated that the preservation of the facade fabric of the windows and the repetition of the silhouettes of the buildings are the most important principles of the formation of modern housing architecture in Gdańsk. By preserving the facade fabric of the windows, contemporary architects can honor the historic character of neighboring buildings while allowing for the use of modern materials and technologies. Repetition of building silhouettes allows new structures to blend in with their surroundings and create a unified and harmonious streetscape.

We analyzed one of the most successful projects of harmonization in the city of Gdańsk, architect A. Taraszkiewicz. As a result, we have seen that the combination of modern housing in historic buildings is an important aspect of urban planning and design. By carefully considering historical context and architectural principles, architects can design buildings that respect the past while also meeting the needs of the present. In the case of Gdańsk, the preservation of large front windows, pitched roof features and small house forms played a significant role in the development of modern residential architecture, providing a beautiful and cohesive urban environment for both residents and visitors.

In the perspective of the following studies, it is necessary to formulate a methodology for the design of modern residential architecture in the historical districts of cities. To determine the features of architectural and planning solutions of modern housing in the conditions of historical buildings. Use the results of the research to determine the features and principles of harmonization in the formation of modern housing architecture in the historical districts of large Ukrainian cities.

References

- [1] Jacek Friedrich, *Odbudowa Głównego Miasta w Gdańsku w latach 1945-1960*, Wydawnictwo Słowo, Gdańsk, 2015.
- [2] Wiesław Gruszkowski, *Miasto historyczne w dialogu ze współczesnością Evaluation of Gdańsk Wilhelm architecture during the century*, 2002.
- [3] Sara Lardinois, "Contemporary Architecture in the Historic Environment: Recent International Perspectives", *Change Over Time*, 7, pp. 252-271, 2017. doi:10.1353/cot.2017.0014.
- [4] K.V. Serheieva, L.S. Martyshova, "Vzaiemozv'iazok suchasnoi zabudovy v istorychnomu tsentri mista na prykladi m. Kharkova", *Suchasni tendentsii rozvytku arkhitektury i mistobuduvannia: mat. vseukr. nauk.-tekhn. konf.*, Kharkiv, KhNUMH im. O.M. Beketova, 2018, pp. 156-157.
- [5] Yu.O. Kharaborska, K.V. Sukharevskyi, "Pidkhody proektuvannia suchasnoi arkhitektury v istorychnomu seredov'yschi", *Suchasni problemy arkhitektury ta mistobuduvannia*, (50), pp. 99-103, 2018.
- [6] Susan Macdonald, *Contemporary architecture in historic urban environments. Conservation perspectives*. The Getty Conservation Institute, 2011.

- [7] Michael Davies, *Design in the Historic Environment*. The Building Conservation Directory, 2003.
- [8] TSG. *New Design in Historic Settings*, Glasgow, 2010.
- [9] Roger Hunt, Iain Boyd, *New Design for Old Buildings*. RIBA Publishing, London, 2018.
- [10] A. Kaçar, F. Semerci, "Tarihi Yapılara Eklemlenen Yeni Ek Yapının Uyumluluğu: Elbphilharmonie Kültür Merkezi", *The Turkish Online Journal of Design Art and Communication*, 12 (2), pp. 240-257, 2022.
- [11] Yuceer Hulya, Ipekoglu Basak, "An architectural assessment method for new exterior additions to historic buildings", *Journal of Cultural Heritage*, no. 13, 419-425, 2012. DOI:10.1016/j.culher.2011.12.002.
- [12] Klaudiusz Grabowski, *Gdańskie miniatyry Style Architektoniczne w Gdansk*. Instytut kultury miejskiej, Gdansk, 2016.
- [13] A. Taraszkiewicz, Karol Grębowski, Karolina Taraszkiewicz, Jarosław Przewłocki, "Contemporary Architectural Design in the Context of Historic Remains: The Case of the Old City of Gdańsk", *Heritage & Society*, no. 14, pp. 1-19, 2020. DOI:10.1080/2159032X.2021.2016051.
- [14] Vegas Fernando, Camilla Mileto, "Contemporary Architecture in Dialogue with the Historic City", *Change Over Time*, no. 7 (2), pp. 290–306, 2017. DOI:10.1353/cot.2017.0016.

ОСОБЛИВОСТІ ГАРМОНІЗАЦІЇ ОБ'ЄМНО-ПРОСТОРОВОЇ АРХІТЕКТУРИ СУЧАСНОГО ЖИТЛА В ІСТОРИЧНОМУ СЕРЕДОВИЩІ ПОЛЬСЬКОГО МІСТА ГДАНСЬК

Попович Д.С., аспірант,
 popovych.ds@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9473-3568
 Київський національний університет будівництва та архітектури
 пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, 03037, Україна

Анотація. Польське місто Гданськ є доволі цікавим і особливим європейським містом в плані архітектурних особливостей історичної забудови міста. І після другої світової війни, польські архітектори зробили велику роботу, по відновленню міста, зі збереженням історичної архітектурної спадщини і гармонізації сучасної архітектури в історичному контексті. В даному науковому дослідженні аналізуються особливості реконструкції історичних районів міста, виконання міжнародних хартій, особливості історичної архітектури польського міста, визначаються основні архітектурні стилі, які є масовими в історичних районах міста. Проводиться аналіз трьох архітектурних об'єктів з історичних періодів: ренесанс (будинок Kamienica Czirenbergów-Frederów, бароко (будинок за адресою: вул. Długi Targ 20), класицизм (будинок за адресою: вул. Mariaska 14). Аналізуються архітектура усіх трьох стилів, таким чином визначаємо особливості історичної архітектури міста.

Визначаються особливості гармонізації фасадної архітектури сучасного житла в історичній забудові міста Гданськ. За власною методологією визначаємо принципи, які найбільш підходящі для гармонізації сучасного з історичним при проектуванні. Проводиться аналіз побудованого об'єкта по вулиці Szeroka (архітектор А. Taraszkiewicz) сучасного житла в історичному контексті, за розробленою схемою критерій, наприклад форма, колористика, розмір, баланс, фасадна тканина, пропорції віконних і дверних прорізів і використані при будівництві опоряджувальні матеріали. Як результат аналізу за критеріями, визначаються принципи гармонізації, за яким було сформовано архітектуру. Обговорюються складнощі, які виникли при проектуванні та будівництві в історичному районі, та як консолідували свої зусилля, міська влада, громадськість, замовник та архітектори для вирішення складних питань.

Ключові слова: історична забудова, сучасне житло в історичній забудові, історична архітектура Гданська, гармонізація.

Стаття надійшла до редакції 2.05.2023

THE MULTI-STOREY BUILDINGS STEEL FRAMES VITALITY IN THE FIRE INCREASING¹**Daurov M.K.**, Assistant,

mk19daurov@gmail.com, ORCID: 0000-0002-6338-4326

¹**Bilyk A.S.**, Ph.D, Assistant Professor,

artem.bilyk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9219-920X

¹*Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture*
31, Povitroflotsky Ave., Kyiv, 03037, Ukraine

Abstract. In the article multi-story buildings steel frames in the fire before and after the first destruction is investigated, the frames vitality in the fire is investigated. It is emphasized on the relevance of the research during the war of the Russian Federation against Ukraine. An overview of previous domestic and foreign scientists' studies, devoted to the multi-story buildings steel frames vitality, in particular in a fire. The frame model for research was selected and simplifications were required in the study for the clarity of comparisons in research. There were compared different mechanisms of multi-story buildings steel frames collapse in a fire. It is proved that with the first destruction in the steel frame beam the vitality loss time will be longer than with the column first destruction.

Various measures vitality increasing frames are considered and investigated. Outrigger systems were investigated as a measure vitality increasing, and their impact on the forces distribution in the frame during heating of frame elements under the action of temperature loads from a fire. The dependence of various measures vitality increasing of multi-story buildings steel frames in the fire from the frame geometric sizes is established. It is established that the load-bearing capacity factor at the fire beginning in the most loaded column should be smaller than the most loaded beams. It is proved that the difference between the initial load-bearing capacity factor in the beam and column that necessary to increase the vitality loss time, is different for different ratios of beam span to the column height. It is revealed that the frame elements cross-sections shape affects its vitality in the fire. The importance of the limited plate deformations development in the frame elements cross-sections is emphasized. Recommendations for civil engineers to enhance the of multi-story buildings steel frames vitality in a fire are formed.

Keywords: vitality, fire, steel frame, multi-storey building, physical nonlinear, war, Russian aggression.

Introduction. The lack of land plots in cities in dense construction conditions is increasingly leading to multi-storey construction. As the number of floors increases, the complexity of buildings as systems increases. Due to scientific and technical progress, the complexity of systems increases, but their reliability and vitality do not always increase accordingly. Various threats can cause complete or significant destruction of buildings: impact and explosion as a result of military operations, fire, earthquake, etc. It is impossible to design the load-bearing structures of the building in such a way that they withstand the effects of all threats. However, it is possible to investigate various ways of increasing the vitality of the building's load-bearing structures: so that local destruction does not lead to progressive collapse (or vitality loss). The fire in São Paulo (Brazil, 2018, Fig. 1, a) and Madrid (Spain, 2005, Fig. 1, b) are examples of the a multi-story building progressive collapse due to fire. After the beginning of the full-scale war of the Russian Federation against Ukraine, fires due to missile strikes or UAVs or falling debris after being shot down by air defense systems also became relevant. Such an example is the fire on June 27, 2022 in Kremenchug after a missile hit the shopping center building (Fig. 2).

Fire is a rather complex factor from the point of view of taking it into account in the design of

buildings load-bearing structures, as it depends on many components [1]. However, there is a requirement in domestic regulations: all objects of the CC3 consequence class should be expected to vitality, in particular, vitality in the event of a fire [2]. Modeling the effect of fire on the buildings load-bearing structures and multi-storey buildings steel frames vitality increasing is no longer an engineering, but a scientific task.

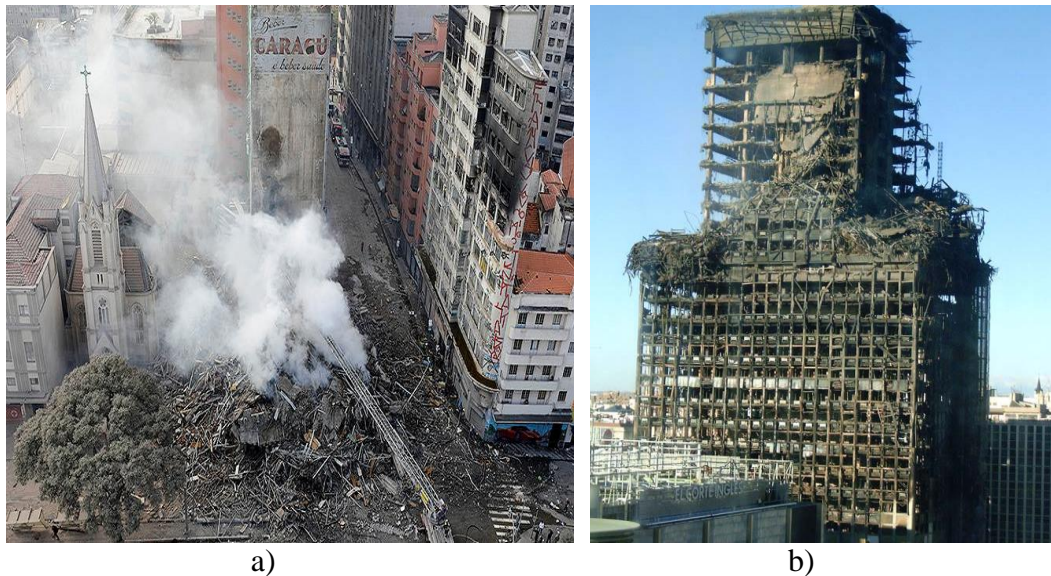


Fig. 1. Buildings progressive collapse consequences from fire:
a – in Sao Paulo; b – in Madrid



Fig. 2. The result of building progressive collapse from a missile strike and fire in the shopping center in Kremenchug

Analysis of the latest research. Modeling of the fire effect on the multi-storey building frame finite-element model was carried out in studies [1]. The steel structures fire protection, which was designed taking into account their load capacity ratio, was taken into account. Temperature loads were determined taking into account the premises layout (the fire compartments dimensions) and the corresponding parametric temperature-time dependences. The maximum temperature load was 120°C with fire protection R180. It was found that, even taking into account fire protection, in the case of static linear calculation, such large forces arise that after frame elements cross-sections design for the forces, the metal frame weight increased by 50%. This indicates that the calculation of fire action cannot be simulated with one maximum load (peak for the fire heating stage), and it is necessary to perform a nonlinear calculation taking into account geometric nonlinearity, which is a

scientific problem.

In [2], a review of Ukrainian and foreign normative documents was carried out on measures to steel frames vitality increasing in case of fire. Neither methods nor recommendations for this were found in any documents.

In [3], the multi-story buildings steel frames stress-state before the first destruction was investigated in order to determine the most unacceptable location of the fire source. The multi-story buildings steel frames stress-state in case of fire was investigated for the fire source location in different frame spans on different floors. For the frame in question, it was established in particular that:

- in the event of a fire, the time to the first destruction under the fire scenario in the internal span is longer than in the external one;
- in case of fire on the upper floor, the destruction occurs later than on the lower one;
- on the lower floor, the columns are more likely to collapse earlier than the beam, than on the upper floor;
- in the internal span, the beams are more prone to collapse earlier than the column, than in the external one.

In [4], the steel frames stress-state during a fire under various initial conditions was analyzed, such as: types of joints connecting beams to columns, the initial load capacity ratio, allowing/not allowing the development of limited plastic deformations in the beams. In frames with hinged joints, the loss of the the first frame element load-bearing capacity takes longer than in frames with rigid joints.

British scientists in [5] investigated the fire resistance of steel frame joints and their effect on vitality. It was established that connections can be destroyed due to fire earlier than frame elements.

Japanese scientists in [6] determined that the load capacity ratio in the columns should be 0.25 to prevent progressive collapse in the fire, which significantly increases the frame metal weight. This factor should be specified for different frame geometry. The difference between beam and column load capacity ratios from the point of view of the potential mechanism of destruction also needs research.

To increase vitality in case of fire and earthquake resistance, it is recommended to use combined outrigger systems (super frame), which combine vertical and horizontal outriggers along the frame contour [6]. Such systems significantly increase the frame metal weight and limit architectural solutions.

In the studies of compatriots [7-10], the frames stress-state after the column removal in the frame was analyzed. Emphasis is placed on the importance of taking into account physical nonlinearity and the dynamic effect due to the column collapse when calculating the vitality.

Preliminary studies show that existing measures to the vitality increase of multi-story buildings steel frames require a more detailed study. It is necessary to investigate the frame after the first element destruction under the action of fire under the most unfavorable location of the fire source, taking into account the nonlinearity and dynamic effects of the destruction.

Research tasks. The following tasks were performed in these studies:

- to compare various multi-story buildings steel frames collapse mechanisms during a fire and to choose the most durable ones;
- investigate various measures to increase the vitality of multi-story buildings steel frames;
- check the dependence of measures to increase the vitality of multi-story buildings steel frames on their geometric dimensions.

Research materials and methodology. Based on [3], it was taken as a basis that the fire source location on the lower floor in the external span is the most unfavorable from the point of view that the most probable destruction of the column earlier than the beam will be in this case (Fig. 3).

A frame finite element model of a 2d steel frame (without fire protection) with three floors and three spans was adopted as the research model. The dimensions are adopted in such a way that the span of the beam is 2 times greater than the height of the column: the span of the beam is 7.2 m, the height of the floor is 3.6 m. The columns are unfastened from the frame plane at the level of the abutment of the beams, the beams are unfastened from the frame plane with a step of 2.4 m. The load capacity ratio

of beams and columns was assumed to be the same – 0.5 in order to make a visual comparison of the change in their load during the fire. Column bases are adopted with a rigid connection. Beam-to-column connections are hinged. The load on the frame was set vertically on the beams – 6t/m (simulating the effect of dead and live load) and horizontal on the columns (simulating the effect of wind load) according to [11]. Steel elements C255. The design and checking of frame elements cross-sections is carried out according to [12]. The effect of fire is simulated by temperature loads determined according to [13]. The sections of all frame elements are designed in such a way that the hinge plastic occurs earlier than the local buckling.

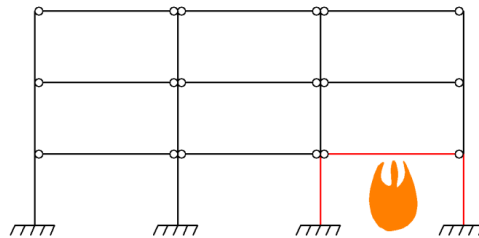


Fig. 3. The adopted calculated fire scenario for a frame with hinged beam-to-column connections

The effect of the fire was simulated by temperature loads. Step by step with an interval of 30 seconds in a non-linear calculation (taking into account geometric non-linearity) the temperature increase was set. The temperature loads values were determined according to [13] for the standard temperature-time fire dependence. It was accepted that the fire heats the column from 4 sides, and the beam – from 3. At each step, the change in strength and deformation steel characteristics depending on temperature was taken into account according to [13].

Simplifications are made. During the calculation, it is assumed that the temperature is distributed evenly along the length of the element and across the cross-section. It is also assumed that the frame elements do not perceive other temperature actions except fire. Connections have a greater bearing capacity reserve than frame elements.

The criterion for the frame element destruction is the occurrence of a hinge plastic in it. The very process of element destruction is modeled by removing it from the frame calculation scheme, and instead of it, forces equal to the reactions in this element, with the opposite sign, are applied to the joints (taking into account the dynamic effect). In the next step of nonlinear loading, these forces disappear. The phenomenon, when the frame upper floors fall on the lower ones, is proposed to be called *vitality loss*. The time from the first frame element destruction to the vitality loss is proposed to be called *vitality time*. The time from the fire start to the time of vitality loss is proposed to be called the *vitality loss time*.

Research results. As a measure to the frame vitality increase in the event of a fire, X-shaped outrigger systems on the upper floor were investigated, as recommended in [7-10] (Fig. 4).

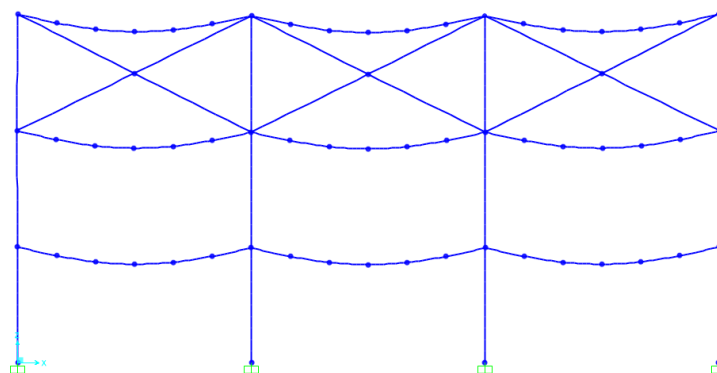


Fig. 4. The frame with outrigger systems

The first destruction occurs at 1080s=18min. The internal unheated column of the frame lower floor is collapsing (Fig. 5). The reason for the destruction is the increase in axial force. In the heated internal column, the axial force decreased from -130tf to -51tf, and in the destroyed one it increased from -130tf to -262tf. This frame forces distribution is due to the presence of outriggers, which redistribute forces from the heated (less stiff due to the decrease in the modulus of elasticity) to the stiffer unheated column.

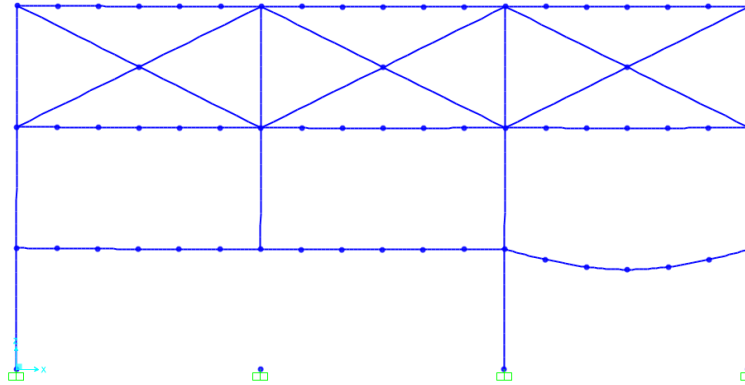


Fig. 5. Frame calculation scheme after the destruction of the unheated internal column

The frame vitality loss occurs at 1110s=18.5min due to the destruction of the external unheated column of the lower floor, the internal heated column of the lower floor, the beams of the upper and intermediate floors above the destroyed column. The reason for this is the change in the lateral force in the beams reaches from -40tf to -202tf (beam of the upper floor), from -40tf to 196tf (beam of the middle floor), and in the columns of the lower floor from -16tf to -270tf (external unheated column), with -50tf to -338tf (average heated column).

Destruction beyond the location of the fire source is undesirable from the point of view of evacuating people from the building. However, outrigger systems are necessary to redistribute efforts from the destroyed column to others. Therefore, the option of including the outrigger elements in the work of the frame only after the column destruction was considered (Fig. 6). Practically, such work can be achieved by attaching outriggers to the frame on connections with oval holes for bolts in the vertical direction.

The first destruction occurs at 1260s=21min. The internal heated column is destruction. The destruction occurred due to the buckling from the bending plane. The reason for the decrease in the column bearing capacity is a decrease in the steel yield strength due to heating, as well as a decrease in the steel modulus of elasticity and, accordingly, an increase in slenderness. In this case, the first destruction occurs within the fire source location, so not including the outrigger in the frame work before the column collapse is a justified measure.

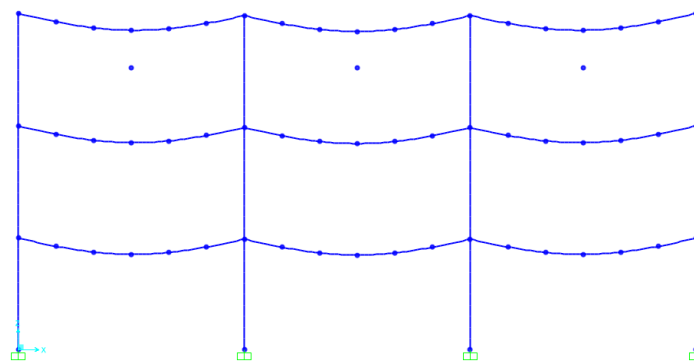


Fig. 6. The frame scheme at the fire beginning

At the next stage (1290s=21.5min), outriggers are introduced into the frame work and the destroyed column is removed from the calculation scheme (Fig. 7). Effort increases from -138tf to -312tf. The external heated column cannot withstand the dynamic effect and collapses. After that (1320s=22min), the frame beams collapse and the vitality loss occurs.

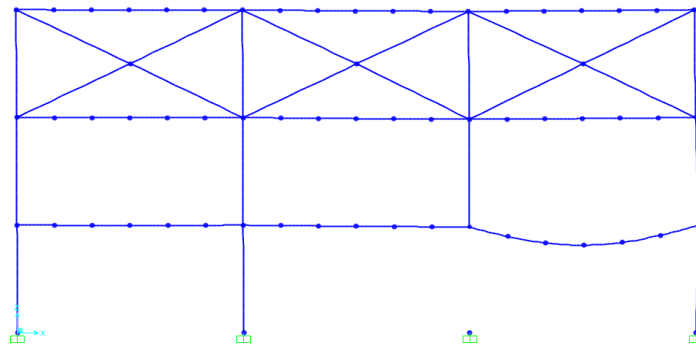


Fig. 7. Frame scheme of the after the column collapse

To increase the vitality time, it was decided to design the frame in such a way that the first failure occurs in the beam, not in the column, and that all frame elements withstand the dynamic effect of the column failure. Calculations were made for this frame, where the column has a lower load capacity ratio (herein after LCR) than the beam, with a gradual increase in the difference and calculation of the frame for fire vitality. The following results were obtained in the frame, in which the difference in the LCR of the beam and column is 20%.

The first destruction occurred in the heated beam at 1320s=22min. The destruction occurs according to the bending strength inside the span. The reason for the destruction is a decrease in the steel strength characteristics by 60% (from 255MPa to 103.3MPa). At the next stage, the beam was removed from the calculation scheme and reactions from it with the opposite sign were applied instead. The internal heated column at 1350s=22.5 min has a LCR of 0.746, the heated external column – 0.708 (Fig. 8). The reason for the jump in the LCR of the external column is an increase in the buckling length in the frame plane by two times, since the beam was the anchorage for the column.

As of 1620s=27min, the heated internal column collapses due to the buckling from the frame plane. LCR of the external column is 0.601.

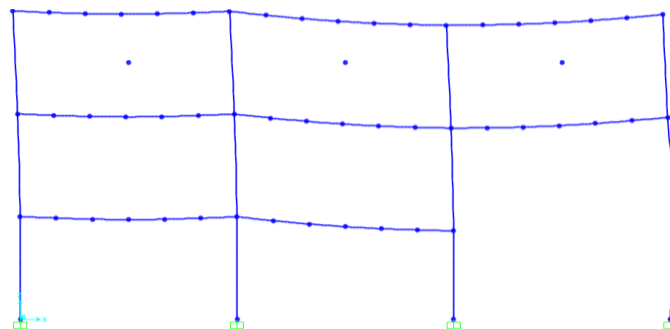


Fig. 8. Frame calculation scheme with a destroyed beam

After removing the internal column (Fig. 9) at 1650s=27.5 min and applying reactions with the opposite sign to it, the heated external column collapses due to the buckling from the bending plane. The reason for the destruction is an increase in axial force (from -47tf to -142tf) transmitted from the destroyed internal column through the outriggers. The internal unheated column is not destroyed (LCR 0.718). The external heated column cannot withstand the dynamic effect of the destruction of the internal heated column, but it is worth paying attention to the fact that the steel yield strength at this moment in the column is 63.5 MPa, that is, 25% of the initial value of 255 MPa. As of 1680s=28min, the frame vitality loss occurs due to the beams on different floors destruction.

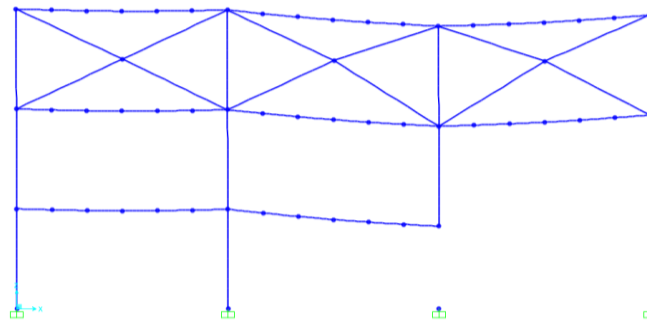


Fig. 9. Frame scheme of the after the column collapse

The calculation results of this frame (with the ratio of the span beam to the column height the $l/h = 2$) with different vitality increasing measures are given in Table. 1.

From Table 1 it is possible to see that the considered vitality increasing measures in the fire of multi-story buildings steel frames make it possible to increase the vitality loss time by 40%, and the time frame work after the 1st destruction by 12 times. Also, the reserve material strength when it decreases during heating is used 2.34 times (149.1MPa/63.5MPa) more.

Table 1 – Calculation results for the frame

Increasing vitality measures	1st destruction time	Vitality loss time	Vitality time	Percentage of use of material strength
Outrigger systems on the upper floor	1080s=18min	1110s =18.5 min	30s =0.5 min	43
Outrigger systems on the upper floor with connections with oval holes for bolts	1260s =21 min	1290s =21.5 min	30s =0.5 min	53
Outrigger systems on the upper floor with connections with oval holes for bolts; LCR in the beam is 20% larger than in the column	1320s =22 min	1680s =28 min	360s =60 min	75

Similar calculations were carried out for the ratio $l/h=1, 3, 4$. Based on the calculation results (Table 2), the relationship between the required difference in the LCR of the beam and the column to increase the vitality time was established from the ratio of the beam span to the column height.

Table 2 – The necessary difference of LCR depending on the frame geometry

l/h (the ratio of the beam span to the column height)	4	3	2	1
Difference in the LCR of the beam and the column, %	30	25	20	15

It was also found that the frame element cross-section shape plays an important role in the vitality increasing of multi-story buildings steel frames. The section factor (fire protection characteristic $(A/V)_{sh}$) depends on the cross-section section shape, which in turn depends on the element steel temperature. A frames were compared, where the column cross-section steel temperature is higher than that of the beams and vice versa. The calculation results are given in Table. 3.

As can be seen from the Table. 3, the steel frame element cross-sectional shape is no less important from the point of view of the frame's vitality in case of fire.

Table 3 – Comparison of the calculation with and without taking into account the shape of the section

Increasing vitality in the fire measures	Outrigger systems on the upper floor with connections with oval holes for bolts; LCR in the beam is 30% larger than in the column	Outrigger systems on the upper floor with connections with oval holes for bolts; LCR in the beam is 30% larger than in the column; the section factor in the beam are greater than in the column
1st destruction time	1530s=25.5min	1380s=23min
Vitality loss time	1590s=26.5min	2040s=34min
Vitality time	60s=1min	660s=11min
Percentage of use of material strength	60	77

Conclusions. On the basis of the above calculations, a technique was developed to multi-story buildings steel frames vitality increasing of in the fire event:

- the minimum difference in the LCR in beams and columns must be taken depending on the ratio of the beams span and the column height according to Table 2;

- the frame element fire-resistant cross-section shape must be taken in such a way that the cross-section factor of the beam must be greater than that of the column in order for the beam temperature to be higher:

$$\left(\frac{A}{V}\right)_{sh,\delta} > \left(\frac{A}{V}\right)_{sh,\kappa}$$

- elements cross-sections must be design as such, in which the plastic hinge is formed earlier than local buckling occurs (1 class cross-section according to Euro code [14]);

- in the frame on the upper floor, it is necessary to provide X-shaped outrigger systems with their fastening on connections with oval holes for bolts so that they perceive vertical forces only in case of column destruction.

References

- [1] M.K. Daurov, A.S. Bilyk, "Oglyad vimog suchasnikh normativnikh dokumentiv iz rozrakhunku stalevikh karkasiv bagatopoverkhovikh budivel' na opir progresuyuchomu rujnuvannyu", *Mistobuduvannya ta teritorial'ne planuvannya*, no. 70, pp. 175-186, 2019.
- [2] M.K. Daurov, A.S. Bilyk, "Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire", *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*, no. 102, pp. 62-68, 2019.
- [3] M.K. Daurov, A.S. Bilyk, "Investigation of changes in steel frames stress state in fire and influence on its vitality", *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and technical collected articles*, no. 108, pp. 325-336, 2022.
- [4] M.K. Daurov, A.S. Bilyk, "Multi-storey steel frames in fire stress state comparison of under different initial conditions and their influence on vitality", *Modern construction and architecture*, no. 1, pp. 27-43, 2022.
- [5] R. Sun, I. Burgess, Zh. Huang, G.Dong, "Progressive failure modelling and ductility demand of steel beam-to-column connections in fire", *Engineering Structures*, no. 89, pp. 66-78, 2015.
- [6] A. Wada, K. Ohi, H. Suzuki, Y. Sakumoto, M. Fushimi, H. Kamura, Y. Murakami, M. Sasaki, K. Fujiwara, *Study of Structural Redundancy of High-Rise Steel Building Due to the Effect of Heat and Loss of Vertical Structural Members*, 2004.
- [7] A.S. Bilyk, A.I. Kovalenko, "Porivnyannya metodiv rozrakhunku metalevikh karkasiv visotnikh budivel' na odinichnu zhivuchist'", *Zbirnik naukovikh prac' Ukrain's'kogo institutu stalevikh konstrukcij imeni V. M. Shimanovs'kogo*, no. 16, pp. 30-39, 2015.
- [8] A.S. Bilyk, A.I. Kovalenko, "Dinamichni zusillya v kolonakh stalevikh karkasiv bagatopoverkhovikh budivel' pri rozrakhunku na odinichnu zhivuchist'", *Resursoekonomni materiali, konstrukcii, budivli ta sporudi*, no. 32, pp. 304-309, 2016.

- [9] A.I. Kovalenko, "Osoblivosti proektuvannya bagatopoverkhovikh budivel' z odinichnoyu zhivuchistyu", *Visnik Odes'koї derzhavnoї akademii budivnictva ta arkhitekturi*, no. 63, pp. 62-66, 2016.
- [10] A.S. Bilyk, A.I. Kovalenko, "Suchasni metodi modelyuvannya progresuyuchogo ruznuvannya budivel' i sporud", *Stroitel'stvo. Materialovedenie. Mashinostroenie. Seriya : Sozdanie vysokotekhnologicheskikh ehkokompleksov v Ukraine na osnove koncepcii sbalansirovannogo (ustojchivogo) razvitiya*, no. 87, pp. 35-41, 2016.
- [11] DBN V.1.2-2:2006. Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. K.: Minrehionbud Ukrainy, 2006.
- [12] DBN V.2.6-198:2014. Stalevi konstruktsii. Normy proektuvannia. K.: Minrehionbud Ukrainy, 2014.
- [13] DSTU-N B EN 1993-1-2:2010. Yevrokod 3. Proektuvannia stalevykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist. K.: Minrehionbud Ukrainy, 2010.
- [14] EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1991-1. Brussels: Management Centre, 2005.

ЗБІЛЬШЕННЯ ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ВНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ

¹Дауров М.К., асистент,
mk19daurov@gmail.com, ORCID: 0000-0002-6338-4326

¹Білик А.С., к.т.н., доцент,
artem.bilyk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9219-920X

¹Київський національний університет будівництва і архітектури
пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, 03037, Україна

Анотація. В статті досліджено роботу сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі до і після першого руйнування, досліджено живучість каркасів при пожежі. Акцентовано на актуальності теми дослідження в час війни рф проти України. Виконано огляд попередніх досліджень вітчизняних і закордонних вчених, що присвячені живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель, зокрема при пожежі. Обрано модель каркасу для дослідження та введено спрощення задля наочності потрібних в дослідженні порівнянь. Було порівняно різні механізми руйнування сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі. Доведено, що за першого руйнування балки сталевих каркасів час втрати живучості буде довшим, ніж за першого руйнування колони.

Розглянуто та досліджено різні заходи посилення живучості каркасів. Досліджено аутигерні системи, як захід посилення живучості, та виявлено їх вплив на розподіл зусиль у каркасі під час нагрівання окремих елементів при дії температурних навантажень від пожежі. Встановлено залежність різних заходів посилення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі від геометричних розмірів каркасу. Встановлено, що коефіцієнт використання несучої здатності на початку дії пожежі в найбільш завантаженій колоні має бути меншим, ніж в балки найбільш завантаженій балці. Доведено, що різниця початкових коефіцієнтів використання несучої здатності в балці та колоні, необхідна для збільшення часу втрати живучості, різна для різних співвідношень прольоту балки до висоти колони. Виявлено, що форма перерізів каркасу впливає на його живучість при пожежі. Наголошується на важливості допущення розвитку обмежених пластиних деформацій в перерізах елементів каркасу. Сформовано рекомендації для інженерів-конструкторів щодо посилення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі.

Ключові слова: живучість, пожежа, сталевий каркас, багатоповерхова будівля, фізична нелінійність, війна, агресія рф.

Стаття надійшла до редакції 23.04.2023

**АНАЛІЗ ПРУЖНИХ ХВИЛЕУТВОРЕНЬ У КАНАТАХ
ВАНТАЖОПІДЙОМНИХ КРАНІВ**

¹**Човнюк Ю.В.**, к.т.н., професор,
uchovnyuk@ukr.net, ORCID: 0000-0002-0608-0203

¹**Приймаченко О.В.**, к.т.н., доцент,
prymachenko.ov@knuba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-5125-8472

¹**Чередніченко П.П.**, доцент,
petro_che@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7161-661X

¹**Остапущенко О.П.**, к.т.н., доцент,
olga_ost_17@ukr.net, ORCID: 0000-0001-8114-349X

¹**Кравченко І.М.**,
kim-ua@bigmir.net, ORCID: 0000-0001-7077-1546

¹*Київський національний університет будівництва і архітектури*
Повітрофлотський пр., 31, м. Київ, 03037, Україна

Анотація. У статті розглянута крайова задача про рух пружних поздовжніх хвиль у канатах змінної довжини для вантажопідйомних механізмів кранів та для шахтних підйомних механізмів. Знайдені розв'язки задачі Коші, які описують розповсюдження поздовжніх коливань у канатах (гнучких підвісах) як у областях з рухомими границями. Досліджені динамічні поля переміщень та напружень у сталевих канатах змінної довжини, які використовуються у вказаних вантажопідйомних механізмах. Зазвичай канати є врівноваженими, й головний канат переносить зосереджене напруження, котре до початку руху системи знаходилось на нижньому кінці головного канату. Оцінка динамічних зусиль у ідеально пружних сталевих канатах змінної довжини показує, що тільки при підйомі канатів без кінцевих вантажів за неінтегрованих граничних умов, зусилля у них не зростають. Однак практичний досвід свідчить про те, що при помірних швидкостях підйому це явище не спостерігається у зв'язку з тим, що поряд зі зростанням амплітуд динамічних зусиль внаслідок зменшення довжини відбувається одночасне зменшення амплітуд їх коливань. Об'єкт дослідження відноситься до широкого кола коливних одновимірних об'єктів змінної довжини. Для опису коливань та хвилеутворень використана класична математична модель. При вивченні хвильових полів у областях з рухомими границями встановлені закономірності відбиття імпульсів від таких границь. Розглянуті хвилеутворення пружного типу у стрижнях змінної довжини (моделях канатів) з урахуванням тієї обставини, що вказані стрижні мають круговий поперечний переріз змінної (по довжині каната/стрижня) площі (тобто стрижні циліндричні, у вигляді параболоїда обертання, конусні стрижні). Застосований підхід, заснований на можливості побудови розв'язків хвильового рівняння з хвиль, відбитих від нерухомих й рухомих заданим чином границь напівнескінченної області.

Ключові слова: стрижні, змінна довжина, моделі, динамічний аналіз, пружні хвилеутворення, канати, вантажопідйомні механізми.

Вступ. Динамічний аналіз функціонування гнучких підвісів (канатів) вантажопідйомних механізмів кранів та шахтних підйомних установок вимагає вивчення хвильових полів у областях з рухомими границями та закономірностей відбиття імпульсів від таких границь (особливо у процесах підйому/спуску вантажів). Відомі такі режими ударного навантаження канатів, при яких у стрижні (модель канату) виникає зона пластичних деформацій, яка невпинно розширюється. У першому наближенні розповсюдження хвиль пружної частини стрижня можна розглядати, вважаючи, що навантаження прикладене до рухомої з певною швидкістю границі розділення пружної і пластичної зон, не приймаючи до уваги процеси у

пластичній зоні. Схожі за постановкою задачі для області з рухомою границею вивчаються у теорії теплопровідності (задача Стефана), однак пряме використання методів, розроблених для рівнянь параболічного типу, у хвильових задачах є некоректним, оскільки у останніх наявна друга похідна по часу. На нашу думку, тут може бути застосований підхід, який заснований на можливості побудови розв'язків хвильового рівняння з хвиль/хвилеутворень, відбитих від нерухомих й рухомих заданим чином границь напівнескінченної області.

Аналіз публікацій по темі дослідження. Питання про визначення зусиль у підйомних канатах, про постановку методів розв'язку тісно пов'язане з задачею про поздовжні коливання пружних стрижнів й сталевих канатів. У роботах [1, 2] обмежились шахтними канатами постійної довжини й постійного поперечного перерізу. У статті [3] розглянуті різноманітні спеціальні умови: миттєве навантаження нижнього кінця канату, миттєва зупинка верхнього кінця канату. Зазначимо, що у трьох випадках, вказаних вище, вповдовж каната буде спостерігатись розривність неперервності. Розглянуті канати постійного перерізу, але змінної довжини при врахуванні маси й ваги канату при великих висотах підйому [4]. Задля оптимізації математичної моделі динамічних процесів у головних канатах шахтних підйомних механізмів авторка [5] використала модифікований метод продовження, який враховує відбиття поздовжніх хвиль від рухомого кінця й появу залишкових коливань.

Об'єктом даного дослідження є канати/гнучкі підвіси вантажопідйомних механізмів кранів та шахтних підйомних механізмів, котрі відносяться до широкого кола коливних одновимірних об'єктів змінної довжини [6-21]. Для опису коливань використовується доволі часто класична математична модель [7, 21]. При розв'язуванні відповідної задачі Коші використовувався метод Канторовича-Гальоркіна [10, 12]. На відміну від асимптотичних методів [7, 21] у роботі [22] розв'язок має модову структуру, що дозволяє аналізувати резонансні властивості канатів.

У даному дослідженні використаний підхід роботи [23], заснований на можливості побудови розв'язків хвильового рівняння для аналізу пружних хвиль у канатах змінної довжини зі змінною площею поперечного перерізу в межах моделі пружного стрижня. При цьому вказані розв'язки є суперпозицією розв'язків хвильового рівняння для хвиль, відбитих від нерухомих та рухомих заданим чином границь напівнескінченної області.

Мета роботи полягає у обґрунтуванні методу динамічного аналізу пружних хвиль у канатах вантажопідйомних механізмів кранів (та шахтних підйомних механізмів) в процесах підйому/опускання вантажів за умови, що вказані канати розглядаються в межах моделі пружного стрижня. При цьому враховані дві обставини: 1) стрижні (канати) мають змінну довжину; 2) стрижні мають круговий поперечний переріз змінної площі (у напрямку осі стрижня Ox площа поперечного перерізу канату/стрижня S є функцією координати x , тобто $S = S(x)$).

Методика дослідження. У роботі використані методи математичної фізики, методи розв'язку диференціальних рівнянь у частинних похідних, методи розв'язку інтегральних рівнянь Абеля та Вольтерра 2-го роду.

Виклад основного змісту дослідження. Розглянемо стрижень з круговим поперечним

перерізом змінної площі $S(x) = S_0 \cdot \left(\frac{x}{x_0}\right)^m$, де S_0 – площа перерізу. При $m = 0$ маємо

циліндричний стрижень, $m = 1$ й $m = 2$ – стрижні у вигляді параболоїду обертаня й конуса. Рівняння поздовжніх коливань для таких стрижнів можна отримати у вигляді [23]:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{m}{x} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad m = 0, 1, 2, \quad (1)$$

де $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$, c – швидкість розповсюдження у стрижні поздовжніх хвиль, E – модуль пружності матеріалу стрижня, ρ – його щільність.

Шукаємо розв'язок рівняння (1) у області $V_0 t < x < \infty$ за початкових та граничних умов:

$$u|_{t=0} = 0, \quad \frac{\partial u}{\partial t}|_{t=0} = 0, \quad 0 < x < \infty; \quad (2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x}|_{x=V_0 t} = f(t), \quad 0 < t < \infty, \quad (3)$$

де $V_0 = const$ – швидкість руху торця ($0 < v_0 < c$); $f(t) = -\frac{\sigma(t)}{E}$, $\sigma(t)$ – прикладений на торці тиск (рис. 1).

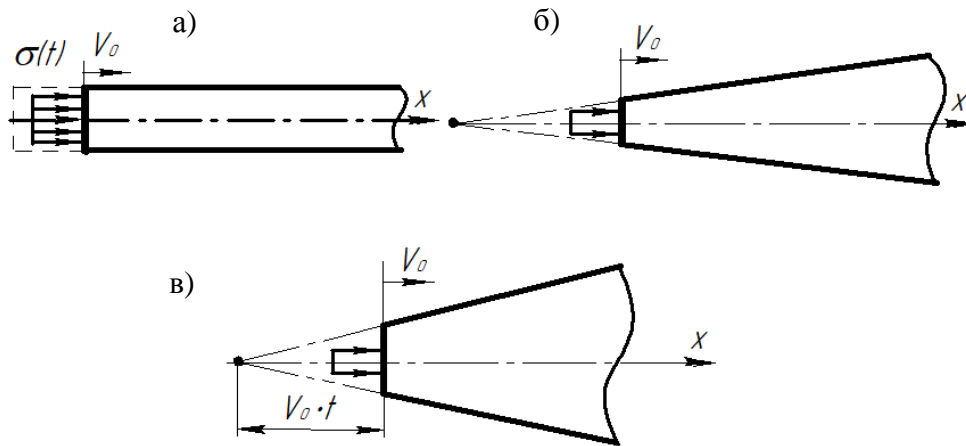


Рис. 1. Навантаження циліндричного (а), параболічного (б) й конічного (в) стрижнів на рухомому торці

При $m=0$ чи, як випливає з розгляду у [23], рівнянню та початковим умовам задовольняють відповідно вирази:

$$\begin{aligned} \psi_1(ct-x) \cdot H(ct-x), \quad m=0; \\ x^{-1} \psi_2(ct-x) \cdot H(ct-x), \quad m=2 \end{aligned} \quad (4)$$

де $\psi_{1,2}$ – довільні функції свого аргументу – $(ct-x)$, $H(ct-x)$ – функція Хевісайда того ж аргументу. Використовуючи граничну умову (2), приходимо до звичайних диференціальних рівнянь відносно $\psi_{1,2}$, після розв'язку котрих маємо:

$$\begin{aligned} u = -(c-V_0) \cdot \int_0^\theta f(\tau) d\tau, \quad m=0; \\ u = -V_0 \cdot (c-V_0) x^{-1} \cdot \theta^{1-\frac{1}{q}} \cdot \int_0^\theta f(\tau) \cdot \tau^{\frac{1}{q}} d\tau, \quad m=2, \end{aligned} \quad (5)$$

де $q = \frac{V_0}{c} < 1$, $\theta = \frac{ct-x}{c-V_0}$; тут і далі інтеграли дорівнюють нулю, коли верхня межа менше нижньої.

Розв'язок задачі відбиття імпульсів, що надходять з нескінченності, $F(ct+x)$, ($m=0$) й $x^{-1} \cdot F(ct+x)$, ($m=2$) від рухомої вільної границі, на котрій $\sigma=0$, тобто $\frac{\partial u}{\partial x}=0$ (ця умова наближено реалізується на рухомому торці), із

застосуванням формул (5) приймає наступний вид:

$$u = F(ct + x) + \frac{(1-q)}{(1+q)} \cdot F\{(c + V_0) \cdot \theta\}, \quad m = 0, \quad (6)$$

$$u = x^{-1} \cdot \left[F(ct + x) + \frac{(1-q)}{(1+q)} \cdot F\{(c + V_0) \cdot \theta\} - \right. \\ \left. - \frac{2}{q} \cdot \frac{(1-q)}{(1+q)} \cdot \theta^{1-\frac{1}{q}} \cdot \int_0^\theta \tau^{\frac{1}{q}-2} \cdot F\{(c + V_0) \tau\} d\tau \right], \quad m = 2. \quad (7)$$

Формула (6) має простий фізичний зміст. Якщо падаючий імпульс має просторову протяжність $a \cdot F(x) = \theta$ поза проміжку довжини, тоді відбитий імпульс має меншу протяжність $a' = \frac{(1-q)}{(1+q)} \cdot a$.

Енергія падаючого імпульсу $W_i = E \cdot S_0 \cdot [F'(S)] dS$, а відбитого –

$$W_r = E \cdot S_0 \cdot \int_0^{a'} \left[F' \left(\frac{(1+q)}{(1-q)} \cdot S \right) \right]^2 dS. \quad (8)$$

Замінюючи змінні у другому інтегралі, знаходимо:

$$W_r = \frac{(1-q)}{(1+q)} \cdot W_i, \quad (9)$$

тобто імпульс довільної форми після відбиття від рухомої назустріч йому вільної границі втрачає частину енергії, яка дорівнює $1 - \frac{(1-q)}{(1+q)} = \frac{2q}{1+q}$, котра виноситься разом з матеріалом,

що відділяється від стрижня. На рис. 2, відповідно а, б, у безрозмірних координатах $\xi = \frac{x}{a}$ показаний падаючий імпульс одиничної амплітуди й відбитий імпульс у момент проходження фронту через точку $\xi = 2$, а також положення торця стрижня ($q = 0, 2$). Відбитий імпульс складається з головної частини, що має у $\frac{(1+q)}{(1-q)}$ разів меншу довжину, ніж первісний імпульс,

й шлейфу, який займає простір впритул до рухомої границі. Енергія відбитого хвильового поля буде залежати від форми імпульса, й простою формулою не може бути описана.

Розв'язки (5) можна отримати, застосовуючи до рівняння руху й граничної умови перетворення Фур'є по часу, попередньо переходячи до нової незалежної змінної $x_1 = x - V_0 t$ й, у випадку кінчного стрижня, замінюючи невідому функцію співвідношенням $u = x^{-1} \cdot u_1$.

При $m = 1$ рівняння (1) не допускає розв'язків типу $x^\lambda \cdot \psi(ct \pm x)$, а перехід до рухомої системи координат призводить до рівняння з нероздільними змінними. Тому необхідно звернутись до інтегрального представлення розв'язку рівняння (1) у вигляді хвилі, яка йде у нескінченність:

$$u = \int_0^\infty F \left(t - \frac{x}{c} \cdot c h \eta \right) d\eta. \quad (10)$$

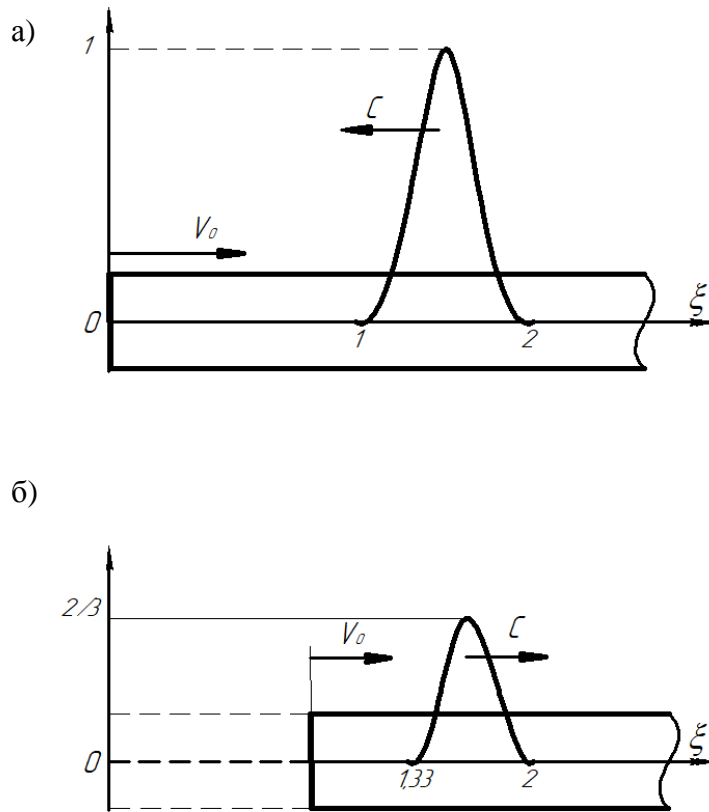


Рис. 2. Падіння та відбиття імпульсу від рухомого торця циліндричного стрижня: а – падаючий імпульс одиничної амплітуди у момент проходження фронту через точку $\xi = x/a = 2$ і положення торця стрижня $q = 0,2$; б – відбитий імпульс від рухомого торця стрижня

Тут F – довільна функція, яка задовольняє деяким умовам на нескінченності. Замінюючи змінну η співвідношеннями:

$$ch(\eta) = \frac{(x^2 + z^2)^{1/2}}{x}, \quad d\eta = \frac{dz}{(x^2 + z^2)^{1/2}}, \quad (11)$$

із урахуванням тієї обставини, що слід задовольнити нульовим початковим умовам, матимемо рівняння (10) у вигляді:

$$u = \int_0^\infty \Phi(ct - \sqrt{x^2 + z^2}) \cdot H(ct - \sqrt{x^2 + z^2}) \frac{dz}{(x^2 + z^2)^{1/2}}. \quad (12)$$

Підінтегральний вираз у рівнянні (12) відмінний від нуля лише при $0 < z < (c^2 t^2 - x^2)^{1/2}$. На функцію Φ , котру слід визначити, необхідно накласти умову $\Phi(0) = 0$, яка забезпечує збіжність інтегралу.

Замінюючи незалежну функцію за формулою:

$$\Phi'(\alpha) = g(\alpha), \quad \Phi(\alpha) = \int_0^\alpha g(\beta) d\beta, \quad (13)$$

а також замінюючи порядок інтегрування, матимемо замість умов (12) представлення:

$$u = \int_0^{ct-x} \ln \left\{ \frac{ct - \alpha \cdot \sqrt{(ct - \alpha)^2 - x^2}}{x} \right\} \cdot g(\alpha) d\alpha, \quad (14)$$

а підстановкою у граничну умову (3) – інтегральне рівняння:

$$\int_0^{(c-V_0)t} \frac{(ct - \alpha)}{\sqrt{(ct - \alpha)^2 - V_0^2 t^2}} \cdot g(\alpha) d\alpha = -V_0 t \cdot f(t). \quad (15)$$

Ядро цього рівняння за верхньої межі інтегрування веде себе як $[(c - V_0)t - \alpha]^{-1/2}$, тобто має кореневу особливість.

Використовуючи розв'язок інтегрального рівняння Абеля $\int_0^\beta \frac{g(\alpha)}{\sqrt{\beta - \alpha}} d\alpha = x(\beta)$, який визначається формулою:

$$g(\beta) = \frac{1}{\Pi} \cdot \int_0^\beta \frac{x'(\alpha)}{\sqrt{\beta - \alpha}} d\alpha, \quad (16)$$

з виразу (15) отримаємо інтегральне рівняння Вольтерра другого роду:

$$h(\alpha) + \frac{1}{\Pi} \cdot \int_0^\alpha Q(\alpha, \beta) \cdot h(\beta) d\beta = P(\alpha), \quad (17)$$

де:

$$\begin{aligned} h(\alpha) &= \frac{\sqrt{(1-q) \cdot \alpha}}{(1+q)} g(\alpha); \quad Q(\alpha, \beta) = \\ &= \frac{1}{\sqrt{1-k^2}} \cdot \left(\frac{q}{\alpha - q\beta} + \frac{1}{\alpha - \beta} \right) \cdot E(k) - \\ &- \frac{\sqrt{1-k^2}}{(\alpha - \beta)} \cdot K(k); \quad P(\alpha) = \frac{q}{\Pi} \cdot \left(\frac{1+q}{1-q} \right)^{1/2} \times \\ &\times \int_0^\alpha \frac{1}{\sqrt{\alpha - \tau}} \cdot \frac{d}{d\tau} \left[\tau f \left(\frac{\tau}{c - V_0} \right) \right] d\tau; \end{aligned}$$

$k^2 = \left(\frac{\alpha - \beta}{\alpha - q\beta} \right)$, $E(k)$ та $K(k)$ – повні еліптичні інтеграли другого та першого роду

відповідно, Π – нормуючий множник.

Рівняння (17) зручно розв'язувати чисельно, оскільки його ядро виражається через добре вивчені спеціальні функції. Хвильове поле потім можна обчислити за формулою (14).

Можна вказати й інший спосіб розв'язку задачі, придатний для частинного виду функції

$f(t)$. Якщо $f(t) = A \cdot t^n$, то функції $s = \frac{x}{ct}$, $u(x, t) = t^{n-1} \cdot f(s)$, матимемо наступну

крайову задачу для звичайного диференціального рівняння:

$$\begin{aligned} (1 - s^2) f''(s) + (1 + 2ns^2) f'(s) - n(n+1)s \cdot f(s) &= 0, \\ f'(q) = cA, \quad f(l) &= 0. \end{aligned} \quad (18)$$

Перша гранична умова випливає з виразу (3), а друга - витікає з умови перетворення у нуль переміщень при $x = ct$. Розглянемо випадок постійної у часі величини навантаження $f(t) = -\frac{P_0}{E}$. Відповідне диференціальне рівняння:

$$s(1-s^2)f''(s) + f'(s) = 0 \quad (19)$$

при умовах:

$$f'(q) = -\frac{P_0 \cdot c}{E}, \quad f(1) = 0 \quad (20)$$

має розв'язок:

$$u = \frac{P_0}{E} \cdot \frac{qct}{\sqrt{1-q^2}} \cdot \left\{ \ln \left[\frac{1 + \sqrt{1-s^2}}{s} \right] \cdot \sqrt{1-s^2} \right\}. \quad (21)$$

Розподіл u як функції автомодельної координати s наведений на рис. 3. При заданому q графік слід розглядати у проміжку $q < s < 1$, який відповідає $V_0 t < x < ct$. Зазначимо, що завдяки автомодельності виразу (21) графік дає повне уявлення про хвильове поле у стрижні за будь-яких x та t .

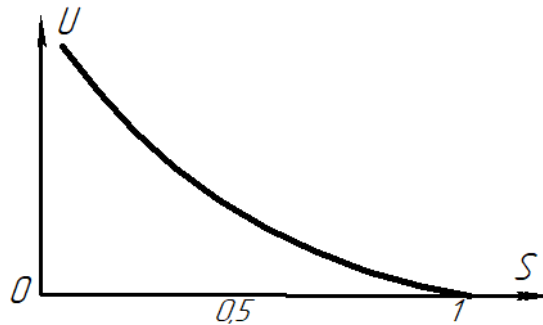


Рис. 3. Розподіл переміщень у параболічному стрижні як функції автомодельної координати

У випадку довільної залежності прикладеного тиску від часу слід наближено подати $f(t)$ у вигляді сплайна (багаточлена) від t , а потім побудувати розв'язок задачі за принципом суперпозиції.

Якщо ж для відтворення особливостей $f(t)$ типу швидкозмінних у часі функцій чи її похідної, слід побудувати багато-член високого ступеню, то вигіднішим є розв'язок рівняння (17), а потім слід застосовувати формулу (14) для обчислень.

Висновки:

1. Наведена методика розв'язку задач відбиття імпульсу, який розповсюджується у стрижнях (модель канатів), котрі мають різну залежність площі поперечного перерізу від поздовжньої (вдовж вісі Ox) координати x . При цьому вільна границя стрижня рухається заданим чином. Для циліндричного та конічного стрижнів/канатів отримані явні аналітичні формули для переміщень. У параболоїдальному стрижні таких формул отримати неможливо, тому встановити у останніх загальні закономірності відбиття імпульсів від рухомого кінця стрижня/канату доволі важко. Зрозумілим є лише те, що при відбитті енергія хвильового руху зменшується у стрижнях такого типу.

2. Отримані у роботі результати можуть у подальшому слугувати для уточнення й вдосконалення існуючих методів розрахунку динамічних навантажень у канатних системах вантажопідійомних механізмів кранів, при аналізі виникаючих у гнучких підвісах різноманітних хвилеутворень як на стадіях проектування/конструювання таких систем підйому вантажу (шахтних підійомників), так і у режимах їх реальної експлуатації.

Література

1. P. Fritzkowski, H. 1. Fritzkowski P., Kaminski H. Dynamics of a rope modeled as a discrete system with extensible members. *Computational Mechanics*. 2009. Vol. 44. № 4. P. 473-480.
2. Селиванов В.М. Механика разрушения деформируемого тела. М.: МГТУ им. Н.Э. Баумана, 2006. 264 с.
3. Бежок В., Дворников В. Шахтный подъем. Донецк: ООО "Юго-Восток", 2007. 282 с.
4. Razdolsky A.G. Propagation of longitudinal deformation wave along a lifting rope of variable length. *International journal of solids and structures*. 2011. V. 48. №24. P. 3359-3364.
5. Зеленская Т.С. Оптимизированная математическая модель динамических процессов в головных канатах шахтных подъемных механизмов. *Вестник Херсонского национального технического университета*. 2014. №3(50). С. 286-290.
6. Самарин Ю.П., Анисимов В.Н. Вынужденные поперечные колебания гибкого звена при разгоне. Известия вузов. *Машиностроение*. 1986. №12. С. 17-21.
7. Горошко О.А., Савин Г.Н. Введение в механику деформируемых тел переменной длины. Киев: Наукова думка, 1971. 270 с.
8. Лежнева А.А. Изгибные колебания балки переменной длины. Известия АН СССР. *Механика твердого тела*. 1970. №1. С. 159-161.
9. Весницкий А.И. Волны в системах с движущимися границами. М.: Физматлит, 2001. 320 с.
10. Анисимов В.Н., Литвинов В.Л. Исследование резонансных свойств механических объектов при помощи метода Канторовича-Галеркина. *Вестник Самарск. гос. техн. ун-та. Сер. Физ.-мат. науки*. 2009. №1(18). С. 149-158.
11. Анисимов В.Н., Литвинов В.Л., Корпен И.В. Об одном методе получения точного решения волнового уравнения, описывающего колебания систем с движущимися границами. *Вестник Самарск. гос. техн. ун-та. Сер. Физ.-мат. науки*. 2012. №3(28). С. 145-151.
12. Динг Ху, Чен Ли-Квун. Методы Галеркина для собственных частот движущейся в осевом направлении балки. *Общие вопросы механики. Общая механика*. 2011. №2. С. 9-25.
13. Котера Тадаши. Вибрация струны с изменяющейся во времени длиной. Бюллетень Японского общества механической инженерии. 1978. Т.21. №162. С. 1677-1684.
14. Жу В.Д., Женг Н.А. Точная реакция поступательно движущейся струны с произвольно меняющейся длиной при внешнем возбуждении общего вида. *Общие вопросы механики. Общая механика*. 2010. №4. С. 11-30.
15. Лей Х. Влияние резких изменений жесткости основания железнодорожного полотна на его вибрацию при движущейся нагрузке. *Общие вопросы механики. Общая механика*. 2010. №3. С. 24-35.
16. Сахецкар С.М., Гхазави М.Р., Кхадем С.Е., Гхаёш М.Х. Анализ нелинейной вибрации движущейся в осевом направлении буровой колонны с зависящими от времени осевой нагрузкой и осевой скоростью в наклонной скважине. *Общие вопросы механики. Общая механика*. 2011. №7. С. 43-57.
17. Жу В.Д., Чен Й. Теоретическое и экспериментальное исследование динамики и управления каната лифта. *Общие вопросы механики. Общая механика*. 2006. №9. С. 29-39.
18. Анисимов В.Н., Литвинов В.Л., Корпен И.В. Постановка задачи о колебаниях балки с движущейся подпружиненной опорой. *Вестник Самарск. гос. техн. ун-та. Сер. Технические науки*. 2013. №1(37). С. 93-98.
19. Тихонов В.С., Абрамов А.А. Поперечные колебания гибкой нити переменной длины в потоке. *Вестник МГУ. Сер.1*. 1993. №5. С. 45-48.
20. Анисимов В.Н., Литвинов В.Л. Математические модели продольно-поперечных колебаний объектов с движущимися границами. *Вестник Самарск. гос. техн. ун-та. Сер. Физ.-мат. науки*. 2015. Т.19. №2. С. 382-397.
21. Кечеджиян Л.О., Пинчук Н.А., Столяр А.М. Об одной задаче математической физики с подвижной границей. *Известия вузов. Сев.-Кавк. регион. Естественные науки*. 2008. №1. С. 22-27.
22. Анисимов В.Н. Продольные резонансные колебания вязкоупругого каната

грузоподъемной установки. *Известия Самарского научного центра Российской академии наук*. 2016. Т.18. №4. С. 128-133.

23. Оборский Г.А., Дашенко А.Ф., Усов А.В., Дмитришин Д.В. Моделирование систем. Одесса: Астропринт, 2013. 664 с.

References

- [1] P. Fritzkowski, H. Kaminski, "Dynamics of a rope modeled as a discrete system with extensible members", *Computational Mechanics*, vol. 44, no. 4, pp. 473-480, 2009.
- [2] V.M. Selyvanov, *Mekhanika razrusheniya deformyruemogo tela*, М.: МНТУ им. Н.Э. Баумана, 2006.
- [3] V. Bezhok, V. Dvornikov, *Shakhtnyi pod'em*, Donetsk: ООО "Iuho-Vostok", 2007.
- [4] A.G. Razdolsky, "Propagation of longitudinal deformation wave along a lifting rope of variable length", *International journal of solids and structures*, vol. 48, no. 24, pp. 3359-3364, 2011.
- [5] T.S. Zelenskaia, "Optymyzirovannaia matematycheskaia model dynamycheskykh protsessov v holovnykh kanatakh shakhtnykh pod'emnykh mekhanyzmov", *Vestnyk Khersonskoho natsyonalnoho tekhnicheskoho unyversyteta*, no. 3(50), pp. 286-290, 2014.
- [6] Yu.P. Samaryn, V.N. Anysymov, "Vъmuzhdenные poperechnые kolebaniya hybkoго zvena pry razghone", *Yzvestyia vuzov, Mashynostroeniye*, no. 12, pp. 17-21, 1986.
- [7] O.A. Horoshko, H.N. Savyn, *Vvedeniye v mekhaniku deformyruemykh tel peremnoi dlyny*, Kyev: Naukova dumka, 1971.
- [8] A.A. Lehneva, "Yzghybные kolebaniya balky peremnoi dlyny", *Yzvestyia AN SSSR. Mekhanika tverdoho tela*, no. 1, pp. 159-161, 1970.
- [9] A.Y. Vesnytskyi, *Volny v systemakh s dvyzhushchymysia hranytsamy*, М.: Fyzmatlyt, 2001.
- [10] V.N. Anysymov, V.L. Lytvynov, "Yssledovanye rezonansnykh svoistv mekhanicheskyykh ob'ektov pry pomoshchy metoda Kantorovycha-Halerkyna", *Vestnyk Samarsk. hos. tekhn. un-ta, Ser. Fyz.-mat. nauky*, no. 1(18), pp. 149-158, 2009.
- [11] V.N. Anysymov, V.L. Lytvynov, Y.V. Korpen, "Ob odnom metode polucheniya tochnoho resheniya volnovoho uravneniya, opysyvaiushcheho kolebaniya system s dvyzhushchymysia hranytsamy", *Vestnyk Samarsk. hos. tekhn. un-ta, Ser. Fyz.-mat. nauky*, no. 3(28), pp. 145-151, 2012.
- [12] Dynh Khu, Chen Ly-Kvun. "Metody Halerkyna dlia sobstvennykh chastot dvyzhushcheisia v osevom napravlenyy balky", *Obshchye voprosy mekhaniky. Obshchaia mekhanika*, no. 2, pp. 9-25, 2011.
- [13] Kotera Tadashy, "Vybratsyia struny s yzmeniaiushcheisia vo vremeny dlynoi", *Biulleten Yaponskoho obshchestva mekhanicheskoi ynzheneryy*, T.21, no. 162, pp. 1677-1684, 1978.
- [14] V.D. Zhu, N.A. Zhenh, "Tochnaia reaktsiya postupatelno dvyzhushcheisia struny s proyzvolno meniaiushcheisia dlynoi pry vneshnem возбuzhdenyy obshcheho vyda", *Obshchye voprosy mekhaniky, Obshchaia mekhanika*, no. 4, pp. 11-30, 2010.
- [15] Lei Kh, "Vlyianye rezkykh yzmeneni zhestkosti osnovaniya zheleznodorozhnoho polotna na eho vybratsyiu pry dvyzhushcheisia nahruzke", *Obshchye voprosy mekhaniky, Obshchaia mekhanika*, no. 3, pp. 24-35, 2010.
- [16] S.M. Sakhebkar, M.R. Hkhazavy, S.E. Kkhadem, M.Kh. Hkhaesh, "Analyz nelyneinoi vybratsyuy dvyzhushcheisia v osevom napravlenyy burylnoi kolonny s zavysyashchymy ot vremeny osevoi nahruzkoй y osevoi skorostiu v naklonnoi skvazhyne", *Obshchye voprosy mekhaniky, Obshchaia mekhanika*, no. 7, pp. 43-57, 2011.
- [17] V.D. Zhu, Y. Chen "Teoretycheskoe y eksperymentalnoe yssledovanye dynamyky y upravleniya kanata lyfta", *Obshchye voprosy mekhaniky, Obshchaia mekhanika*, no. 9, pp. 29-39, 2006.
- [18] V.N. Anysymov, V.L. Lytvynov, Y.V. Korpen, "Postanovka zadachy o kolebaniyakh balky s dvyzhushcheisia podpruzhynennoй oporoi", *Vestnyk Samarsk. hos. tekhn. un-ta, Ser. Tekhnicheskyye nauky*, no. 1(37), pp. 93-98, 2013.

- [19] V.S. Tykhonov, A.A. Abramov, "Poperechnye kolebaniya hybkoi nyty peremennoi dluny v potoke", *Vestnyk MHU*, Ser.1, no. 5, pp. 45-48, 1993.
- [20] V.N. Anysymov, V.L. Lytvynov, "Matematycheskiye modely prodolno-poperechnykh koleb anyi ob'ektov s dvyzhushchymysia hranytsamy", *Vestnyk Samarsk. hos. tekhn. un-ta*, Ser. Fyz.-mat. nauky, T.19, no. 2, pp. 382-397, 2015.
- [21] L.O. Kechedzhyian, N.A. Pynchuk, A.M. Stoliar, "Ob odnoi zadache matematycheskoi fyzyky s podvyzhnoi hranytsei", *Yzvestyia vuzov, Sev.-Kavk. Rehyon, Estestvennyye nauky*, no. 1, pp. 22-27, 2008.
- [22] V.N. Anysymov, "Prodolnye rezonansnye kolebaniya viazkoupruhoho kanata hrupoporod'jemnoi ustanovky", *Yzvestyia Samarskoho nauchnoho tsentra Rossyiskoi akademyy nauk*, T.18, no. 4, pp. 128-133, 2016.
- [23] H.A. Oborskyi, A.F. Dashchenko, A.V. Usov, D.V.Dmytryshyn, *Modelyrovanye system*, Odessa: Astroprint, 2013.

ELASTIC WAVEFORMS ANALYSIS IN THE LOAD LIFTING CRANES ROPES

¹**Chovnyuk Yurii**, Ph.D., Professor,

ychovnyuk@ukr.net, ORCID: 0000-0002-0608-0203

¹**Prymachenko Aleksey**, Ph.D., Associate Professor,

prymachenko.ov@knuba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-5125-8472

¹**Cherednichenko Petro**, Associate Professor,

petro_che@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7161-661X

¹**Ostapushchenko Olga**, Ph.D., Associate Professor,

olga_ost_17@ukr.net, ORCID : 0000-0001-8114-349X

¹**Kravchenko Igor**,

kim-ua@bigmir.net, ORCID: 0000-0001-7077-1546,

¹*Kyiv National University of Construction and Architecture, Ukraine*

Povitroflotsky prospect, 31, Kyiv, 03037, Ukraine

Abstract. In the article the boundary value problem on the elastic longitudinal waves motion in the load lifting cranes and mine mechanisms variable length ropes is considered. Solutions of the Cauchy problem, which describe longitudinal oscillations propagation in the ropes (flexible suspensions) as in areas with moving borders, are found. Displacements and stresses dynamic fields in variable length steel ropes of the specified load lifting mechanisms are investigated. Usually the ropes are balanced, and the main rope carries concentrated stress which before the systems movement was at the main ropes lower end. Dynamic forces in perfectly elastic variable length steel ropes estimation is shown, that only when lifting ropes without end loads under non-integrated boundary conditions, their efforts do not increase. However, practical experience shows that this phenomenon is not observed at moderate lifting speeds due to the fact that along with the dynamic forces amplitudes increase. Due to the decrease in length there is a simultaneous decrease in the amplitudes of their oscillations. The object of analysis refers to a wide range of variable length oscillations one-dimensional objects. A classical mathematical model to describe oscillations and waveforms is used. When studying wave fields in areas with moving boundaries the reflection of pulses from such boundaries is established. Elastic type waveforms in variable length rods (rope models) taking into account the fact that these rods have circular cross section of variable (length of rope/rod) area (rods are cylindrical, rotational paraboloids form, conical rods) is considered. Method based on the possibility of constructing wave equation from waves reflected from fixed and moving given boundaries of a semi-infinite domain solutions is applied.

Keywords: rods, variable length, models, dynamic analysis, elastic waveforms, ropes, load lifting mechanisms.

Стаття надійшла до редакції 19.04.2023

MODELING AND OPTIMIZATION OF THE PROCESSES OF MOVEMENT AND ACCELERATION OF THE OVERHEAD CRANE TROLLEY IN THE MODE OF DAMPING UNCONTROLLED LOAD OSCILLATIONS

¹**Chovnyuk Yuriy**, Ph.D., Associate Professor,
ychovnyuk@ukr.net, ORCID: 0000-0002-0608-0203

¹**Prymachenko Aleksey**, Ph.D., Associate Professor,
prymachenko.ov@knuba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-5125-8472

¹**Cherednichenko Petro**, Associate Professor,
petro_che@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7161-661X

¹**Shudra Nataliia**, Senior Lecturer,
Shudra_n@ukr.net, ORCID: 0000-0001-5416-7680

¹*Kyiv National University of Construction and Architecture, Ukraine,
Povitroflotsky prospect, 31, Kyiv, 03037, Ukraine*

Abstract. The paper deals with the modeling and optimization of the processes of movement and acceleration of a bridge crane trolley in the mode of damping uncontrolled oscillations of the load. For the dynamic system of a flat pendulum with vibration damping, which describes the oscillations of a bridge crane load on a flexible rope suspension in a separate vertical plane, it is proposed to use third-order time splines that model the motion and acceleration of the load suspension point in the horizontal direction of the trolley's movement.

To determine the time dependence of the angle of deviation of the crane from the gravitational vertical, it is proposed to use the methods of classical calculus of variations (Euler-Poisson equation), which allow optimizing (minimizing) the value of this angle in the process of accelerating a trolley with a load suspended from the ropes of an overhead crane.

An analytical solution to the problem of damping residual uncontrollable oscillations of the overhead crane load, which usually occur after full acceleration or braking of the load suspension point on the trolley, is obtained. To derive the dependencies, an analytical approach was used to calculate the value of the angle of deviation of the overhead crane's cargo rope from the gravitational vertical, depending on the acceleration and displacement of the load suspension point.

The problem of loosening of a load moved by an overhead crane is considered and solved in a new way that allows to completely avoiding pendulum spatial oscillations of the load on a rope suspension. The mathematical apparatus of linear algebra (Kramer's rule, in particular) is used, which allows us to establish analytically the law of time motion of a rope with a load, the angle of deviation of which from the vertical takes minimum values in the process of acceleration of the cargo trolley.

Keywords: overhead crane, load trajectory, vibration damping, sway, optimization, movement, acceleration, trolley, rope.

Introduction. The movement of loads by overhead cranes with a non-rigid rope suspension of the load causes pendulum oscillations of the load, in which there is an uncontrollable component. Such oscillations significantly increase cycle time, reduce productivity and work safety [1-3]. The danger of collisions of cargo with objects present in the movement zone increases, and damage to the cargo itself, other objects and the overhead crane itself is also probable. In this context, it is advisable to fully extinguish the uncontrolled component of pendulum oscillations of the cargo both during its movement and when the cargo reaches the target point [4]. This is especially relevant when moving hazardous cargo: containers with liquid metal (in metallurgical shops), flammable liquids, etc.

It should be noted that the movement of goods on a flexible rope suspension, which is carried

out, in particular, supported on one or two beams of a general-purpose overhead crane, it is advisable to conduct exactly in the mode of damping of the above uncontrolled oscillations of the cargo, and for complete damping of the residual component of the pendulum load oscillations during its movement in a separate plane it is possible to move the point of cargo suspension (cargo cart, or bridge of an overhead crane) by the given analytically time dependence (trajectory). Such a displacement, which is possible with the use of mechatronic control systems of the movement of the cargo cart by overhead cranes, will not only destroy the residual uncontrollable component of vibrations, but also provide a predetermined time dependence of the angle of deviation of the cargo rope by overhead cranes from the vertical.

Analysis of recent research sources and publications. Known methods for synthesizing the trajectory of the suspension point [3, 5-12] have a common disadvantage in the form of a relatively large error in the realization of both the angle of deviation of the cargo rope of the bridge crane from the vertical and the linear coordinates of the moved cargo. Typically, the angle of deviation of the load rope of the overhead crane from the vertical is not monitored and controlled, and the time of movement of the cargo increases.

Normalized controlled deviations of the overhead crane cargo rope from the gravitational vertical when moving loads are necessary. It is impossible to give the load horizontal acceleration without deviations of the load rope from the vertical! But it is advisable that these deviations are of short duration and do not exceed the specified limits.

Analytical dependences of optimal and quasi-optimal control modes of a pendulum system with a movable point of suspension for the problem of the fastest acceleration (braking) with damping of oscillations are known [4]. Restrictions are imposed on the velocity and acceleration of the suspension point. The disadvantage of the known method: only small oscillations of the pendulum around the equilibrium position are considered, the absence of a certain (limiting) value of the angle of deviation of the cargo rope of an overhead crane from the vertical. The optimal control has a relay character: the acceleration of the suspension point takes only marginal values. The dampening of oscillations of the pendulum does not occur during the entire time interval of the work cycle, but only at the end of acceleration or displacement of the system [4].

There are known works on the solution of the speed problem for a nonlinear pendulum (bringing a nonlinear pendulum to a stable equilibrium position) [13, 14]. However, a system with a fixed point of suspension and a moment applied along the angular coordinate of the pendulum are considered. In addition, the known works do not take into account energy dissipation. The equations of a pendulum with a fixed point of suspension are not suitable for describing the problem considered in this paper both in terms of structure and in terms of the parameters included in them.

When solving the problem of damping of oscillations of loads on a rope suspension with a movable upper point of suspension (with a movable base), such modern approaches as the use of proportional-plus-derivative controller and proportional plus derivative controller [5-9], the apparatus of fuzzy logic [3-10] and shaping algorithms [11, 12] find application. They are used to control the trajectory of the upper point of cargo suspension.

In [15, 16], an algorithm has been developed that, given the constraints in the form of maximum velocity and acceleration of the movable cargo suspension point on an overhead crane (cargo truck), synthesizes continuous (step less, non-relay) control of the suspension point by means of frequency-controlled drives for overhead cranes. A number of overhead cranes currently in production are equipped with such drives. The algorithm also takes into account the possibility of large angles of deviation of the load rope from the gravity vertical, which increases the speed of movement and performance of overhead cranes. On the limiting value of the deflection angle of the cargo rope during acceleration and braking of the overhead crane in this case are imposed tight restrictions in the form of its exact achievement. Fulfillment of this condition, according to the authors [15, 16], significantly increases the performance of overhead cranes, taking into account the achievement of maximum values of speed and acceleration of the moving point of suspension. However, this approach and its implementation involve significant difficulties and require complex electronic and mechanical equipment. In addition, in the above algorithm, according to the authors

of this study, the cause-and-effect relationships in this technical system are broken, because the initial one is the time dependence of the deflection angle of the rope with the load on the gravity vertical, which is set in advance, and the movement of the cargo cart is regulated by this dependence (the deflection angle of the rope from the vertical in time), although by logic should be the opposite.

This incompatibility is eliminated in this study. In addition, the optimal trajectory of the cargo cart motion is found, by which the acceleration of this motion is minimized in the process of acceleration of the cargo cart to a stable, normative value of the speed of motion. Modeling, analysis and optimization of cargo cart movement by overhead cranes which in its turn causes minimal deviation of cargo from vertical and reduces essentially arising pendulum vibrations in overhead cranes are based on the results obtained in papers [17-20].

Goal and objectives. The aim of the work is to substantiate the physical-mechanical and mathematical models, which adequately describe and optimize the processes of displacement and acceleration of the cargo crane truck, which operates in the mode of damping of uncontrolled residual oscillations of the cargo. The mathematical apparatus of classical calculus of variations, mathematical physics and theory of ordinary differential equations was used to achieve the goal. Determination of regularities of a cargo cart movement is based on a spline approximation in time and a functional dependence of the deflection angle of an overhead crane rope with a cargo on linear algebra apparatus and methods of solving non-uniform differential equations of a high order of a linear type.

Research methods.

1. *Problem formulation.* In the given research the mathematical model of the plane pendulum with the moving point of suspension was accepted that was comprehensively analyzed by the authors [15, 16]. During computational (numerical) experiments on the PC it was established that for small values of deflection angles of ropes with a cargo ($<5^{\circ}$) spatial oscillations of the cargo can with a relatively small error represented as a superposition of vibrations in two mutually perpendicular planes. As in the works cited above, for the flat pendulum system, the following designations were adopted: m – weight of the cargo, kg; L – length of the cargo rope with bridge cranes from the movable point of suspension on the load cart (the center of the pulley block of the chain block) to the center of cargo mass, m ; b – the viscous friction factor reduced to the angular coordinate, which sets the measure (level) of energy dissipation, N-m-s/rad; q, \dot{q}, \ddot{q} – angle of deviation of a cargo rope by bridge cranes from a gravitational vertical and its first two derivatives in time, respectively, rad, rad/s²; $g=9.81$ m/s² – free fall acceleration; \ddot{x} – linear acceleration of a cargo suspension point in a horizontal direction of a cargo truck motion, m/s².

The system of a plane pendulum in "big" variables (deviations of a cargo rope over (10...15)^o are admitted), is described by known non-linear differential equation of the second order [21-24]:

$$\ddot{q} + (2b/m) \cdot \dot{q} + (g/L) \cdot \sin q + (\ddot{x}/L) \cdot \cos q = 0. \tag{1}$$

During the research, assumptions were made about the constant length of the cargo rope L in the process of moving the cargo, about the step less nature of speed \dot{x} and acceleration \ddot{x} control of the acceleration and deceleration of the load suspension point (cargo bogie of the overhead crane, which provides mechatronic drive speed control system) in the horizontal direction and about too little influence of the mass of the moved cargo and moving links of the crane on the controlled parameters of the speed \dot{x} and acceleration \ddot{x} of the suspension point.

In the following an elementary cycle of movement is considered. The cargo from a resting state on a vertical rope suspension is moved by an overhead crane for some given distance for a certain time period. After moving (at the moment of time τ_p – duration of acceleration) the cargo is also in a state close to rest ($\ddot{x}|_{t=\tau_p} = 0; q|_{t=\tau_p} = 0; \dot{q}|_{t=\tau_p} = 0$), i.e., in the state of no residual oscillations. Thus, in this problem there are terminal conditions for $x(t)$ and $q(t)$.

This study uses a mathematical model of a flat pendulum for small deflection angles of the load rope ($\sin q \approx q, \cos q \approx 1$) to obtain analytical expressions $x(t), q(t)$, satisfying certain criteria

for the quality of motion of the "cart – wire rope – load" system of an overhead crane. Therefore, after linearization, the second-order differential equation for the above flat pendulum takes the following form [21-24]:

$$\ddot{q} + \ddot{x}/L + (2b/m) \cdot \dot{q} + g \cdot q/L = 0. \quad (2)$$

2. Optimization of the "load bogie – rope – load" system movement mode of an overhead crane during its acceleration $t \in [0, \tau_p]$

From equation (2) it is easy to determine the following relation:

$$\ddot{x} = -L \cdot (\ddot{q} + 2b\dot{q}/m + g \cdot q/L). \quad (3)$$

Let's set the conditions under which during the acceleration period of the system ($t \in [0, \tau_p]$) the following criterion for the quality of this movement is met:

$$I = \left\{ \frac{1}{\tau_p} \cdot \int_0^{\tau_p} (\ddot{x})^2 dt \right\}^{1/2} \Rightarrow \min, \quad (4)$$

i.e. minimizing of inertial forces acting in this system during its acceleration period. The necessary condition for realization of criterion (4) is the Euler-Poisson equation:

$$x^{(IV)} = 0. \quad (5)$$

The solution of equation (5) is found in the following form:

$$x(t) = A_0 + A_1 \cdot t + A_2 \cdot t^2 + A_3 \cdot t^3. \quad (6)$$

For finding the unknown constants A_0, A_1, A_2, A_3 we employ the following terminal conditions:

$$x|_{t=0} = 0; \dot{x}|_{t=0} = 0; \ddot{x}|_{t=0} = a; \ddot{x}|_{t=\tau_p} = 0, \quad (7)$$

where: a is the acceleration at the beginning of overhead crane's load carriage acceleration. Substituting (6) into all conditions (7), we obtain:

$$A_0 = 0; A_1 = 0; A_2 = a/2; A_3 = -a/(6\tau_p). \quad (8)$$

Therefore, expression (6) takes the form:

$$x(t) = \frac{a}{2} \cdot t^2 - \frac{a}{6\tau_p} \cdot t^3. \quad (9)$$

Further, to analyze the law of motion of the rope with the load $q(t)$ we find:

$$\ddot{x}(t) = -a/\tau_p. \quad (10)$$

Using equation (2), determine the value of $q(t)$ for any point in time $t \in [0, \tau_p]$:

$$q = \frac{L}{g} \cdot \left\{ -\ddot{x} \cdot L^{-1} - \ddot{q} - 2b\dot{q}/m \right\}. \quad (11)$$

Let's determine, according to the known law $x(t)$ (9), subject to what conditions $q(t)$ the following criterion for the quality of motion of the system is fulfilled:

$$I_1 = \left\{ \frac{1}{\tau_p} \cdot \int_0^{\tau_p} q^2(t) dt \right\}^{1/2} \Rightarrow \min, \quad (12)$$

that is, the standard deviation of the angle $q(t)$ from the gravitational vertical during the acceleration period of the load carriage according to the law (9) acquires minimum values.

For the implementation of the movement quality criterion I_1 (12) the Euler-Poisson equation is a necessary condition (with $x(t)$ the given time function – (9)):

$$q^{(IV)} - (4b^2/m^2) \cdot \ddot{q} = -(2b \cdot a)/(mL \cdot \tau_p). \quad (13)$$

The characteristic equation for (13) with the right part equal to zero (i.e. for the homogeneous equation that follows from (13)) takes the form:

$$\lambda^4 - (4b^2)/(m^2) \cdot \lambda^2 = 0. \tag{14}$$

Consequently, the roots (14) acquire the following values:

$$\lambda_1 = \lambda_2 = 0; \lambda_3 = 2b/m; \lambda_4 = -2b/m. \tag{15}$$

Find the partial solution of (13) in the form:

$$q_{part.} = B \cdot t^2. \tag{16}$$

Substituting (16) into (13), we easily find:

$$B = (a \cdot m)/(4L \cdot b \cdot \tau_p). \tag{17}$$

Therefore, the general solution of (13) can be represented as follows:

$$q(t) = C_0 + C_1 \cdot t + C_2 \cdot \exp\left\{\frac{2b}{m} \cdot t\right\} + C_3 \cdot \exp\left\{-\frac{2b}{m} \cdot t\right\} + \frac{a \cdot m \cdot t^2}{4L \cdot b \cdot \tau_p}. \tag{18}$$

To find the undefined constants C_0, C_1, C_2, C_3 use the following terminal conditions for $q(t)$:

$$q|_{t=0}; \dot{q}|_{t=0} = 0; q|_{t=\tau_p} = 0; \dot{q}|_{t=\tau_p} = 0. \tag{19}$$

Substituting (18) into the conditions (19), we find a system of linear algebraic equations for finding the constants C_0, C_1, C_2, C_3 of the following kind:

$$\begin{cases} C_0 + C_2 + C_3 = 0; \\ C_1 + \frac{2b}{m} \cdot C_2 - \frac{2b}{m} \cdot C_3 = 0; \\ C_0 + C_1 \cdot \tau_p + C_2 \cdot \exp\left\{\frac{2b}{m} \cdot \tau_p\right\} + C_3 \cdot \exp\left\{-\frac{2b}{m} \cdot \tau_p\right\} + \frac{a \cdot m \cdot \tau_p}{4L \cdot b} = 0; \\ C_1 + \frac{2b}{m} \cdot C_2 \cdot \exp\left\{\frac{2b}{m} \cdot \tau_p\right\} - \frac{2b}{m} \cdot C_3 \cdot \exp\left\{-\frac{2b}{m} \cdot \tau_p\right\} + \frac{a \cdot m}{2L \cdot b} = 0. \end{cases} \tag{20}$$

The linear inhomogeneous system of equations (20) for finding the coefficients C_0, C_1, C_2, C_3 is easily solved using a standard linear algebra procedure (Cramer's rule). The result for the coefficients C_0, C_1, C_2, C_3 in (18) will have:

$$\Delta = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{vmatrix}; a_{11} = 1; a_{21} = 0; a_{31} = 1; a_{41} = 0; a_{12} = 0; a_{22} = 1; a_{32} = \tau_p; a_{42} = 1; a_{13} = 1; a_{23} = \frac{2b}{m}; a_{33} = \exp\left\{\frac{2b}{m} \cdot \tau_p\right\}; a_{43} = \left(\frac{2b}{m} \cdot \tau_p\right); a_{14} = 1; a_{24} = -\frac{2b}{m}; a_{34} = \exp\left\{-\frac{2b}{m} \cdot \tau_p\right\}; a_{44} = \left(-\frac{2b}{m}\right) \cdot \exp\left\{-\frac{2b}{m} \cdot \tau_p\right\}. \tag{21}$$

$$b_1 = 0; b_2 = 0; b_3 = -\frac{am\tau_p}{4bL}; b_4 = -\frac{am}{2Lb}.$$

$$C_0 = \frac{\Delta C_0}{\Delta}; C_1 = \frac{\Delta C_1}{\Delta}; C_2 = \frac{\Delta C_2}{\Delta}; C_3 = \frac{\Delta C_3}{\Delta}, \tag{22}$$

where the value $\Delta C_0, \Delta C_1, \Delta C_2, \Delta C_3$ can be found from the relations (23).

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta C_0 = \begin{vmatrix} b_1 & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ b_2 & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ b_3 & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ b_4 & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{vmatrix}; \Delta C_1 = \begin{vmatrix} a_{11} & b_1 & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & b_2 & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & b_3 & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & b_4 & a_{43} & a_{44} \end{vmatrix}; \Delta C_2 = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & b_1 & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & b_2 & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & b_3 & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & b_4 & a_{44} \end{vmatrix}; \\ \Delta C_3 = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & b_1 \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & b_2 \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & b_3 \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & b_4 \end{vmatrix} \end{array} \right. \quad (23)$$

Note that the found analytical expression for $q(t)$ from the relations (18)-(23) satisfies the quality criteria for the movement of the system I (4) and I_1 (12) and virtually eliminates residual uncontrolled pendulum oscillations of the load on the rope by overhead cranes.

Findings:

1. The physical-mechanical and mathematical models of the movement of the system "load bogie – rope – load" of an overhead crane are substantiated.
2. For the above model of motion the laws of motion of a cargo cart and the angle of deviation from the vertical of a rope with the cargo by overhead cranes have been established which minimize these deviations from the gravitational vertical, reduce undesirable uncontrolled residual pendulum oscillations of the cargo by overhead cranes. At the same time, the forces of inertia of the cargo bogie arising in it during its acceleration period are also minimized while it is following to the established parameters of motion (i.e. the movement of the cargo bogie with constant normative speed after the end of the acceleration process).
3. The results received in the work can serve further for specification and improvement of existing engineering methods of calculation of kinematic-force parameters of movement of mechanisms of rise and transportation of cargoes by overhead cranes, and also crane systems of other types as at the stage of designing of similar complex technical systems, and also in modes of their real operation.

References

- [1] A.V. Shchedrynov, S.A. Serykov, V.V. Kolmykov, "Avtomatycheskaia systema uspokoeniya kolebanyi hruza dlia mostovoho krana", *Prybory y systemy. Uravneniye, kontrol, dyahnostyka*, no. 8, pp. 13-17, 2007.
- [2] O.Y. Tolochko, D.V. Bazhutyn, "Sravnitelnyi analiz metodov hasheniya kolebanyi hruza, podveshennoho k mekhanyzmu postupatelnoho dvyzheniia mostovoho krana", *Elektromashynostroeniye y elektrooborudovaniye*, no. 75, pp. 22-28, 2010.
- [3] O.A. Shvedova y dr., "Alhorytmy podavleniia kolebanyi hruzov podymno-transportnykh mekhanyzmov s yspolzovaniem nechotkoi lohyky funktsionirovaniia", *Doklady BHUYR*, no. 1(79), pp. 65-71, 2014.
- [4] F.L. Chernousko, L.D. Akulenko, B.N. Sokolov, *Upravleniye kolebanyiamy*. M.: Nauka, 980.
- [5] A.J. Ridout, "Anti-swing control of the overhead crane using linear feedback", *Journal of Electrical and Electronics Engineering*, vol.9, no. ½, pp. 17-26, 1989.
- [6] H.M. Omar, Control of gantry and tower cranes: PhD Dissertation. Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, 2003.
- [7] M. Korytov, V. Shcherbakov, E. Volf, "Impact sigmoidal cargo movement paths on the efficiency of bridge cranes", *International Journal of Mechanics and Control*, vol. 16, no. 2, pp. 3-8, 2015.

- [8] V. Shcherbakov, etc., "The reduction of errors of bridge crane loads movements by means of optimization of the spatial trajectory site", *Applied Mechanics and Materials*, vol. 811, pp. 99-103, 2015.
- [9] V. Shcherbakov, etc., "Mathematical modeling of process moving cargo by overhead crane", *Applied Mechanics and Materials*, vol. 701-702, pp. 715-720, 2014.
- [10] Y.S. Kim, etc. "A new vision-sensorless anti-sway control system for container cranes", *Industry Applications Conference*, vol. 1, pp. 262-269, 2003.
- [11] D. Blackburn, etc., "Command Shaping for Non-linear Crane Dynamics", *Journal of Vibration and Control*, no.16, pp. 477-501, 2010.
- [12] N. Singer, W. Singhose, W.Seering, "Comparison of filtering methods for reducing residual vibration", *European Journal of Control*, no. 5, pp. 208-218, 1999.
- [13] S.A. Reshmin, F.L. Chernousko, "A time-optimal control synthesis for a nonlinear pendulum", *Journal of Computer and Systems Sciences International*, vol. 46, no.1, pp. 9-18, 2007.
- [14] G.J.L. Almuzara, I. Flugge-Lots, "Minimum time control of a nonlinear system", *Journal of Differential Equations*, vol. 4, no. 1, pp. 12-39, 1968.
- [15] M.S. Korytov, V.S. Shcherbakov, "Yspolzovanye synusoidalnoi funktsyy dlia modelyrovanyia razghona y tormozhenyia hruza mostovoho krana v rezhyme hashenyia kolebany", *Vestnyk SybADY*, vol. 2(54), pp. 22-28, 2017.
- [16] M.S. Корытов, "Peremeshchenye hruzovoi telezhky mostovoho krana v rezhyme podavlenyia neupravliaemykh kolebany hruza", *Problemy upravlenyia*, no. 2, pp. 10-16, 2017.
- [17] V.S. Loveikyn, *Raschoty optymalnykh rezhymov dvyzhenyia mekhanizmov stroytelnykh mashyn*, K.: UMKVO, 1990.
- [18] V.S. Loveikin, Yu.O. Romasevych, Yu.V. Chovniuk, I.O. Kadykalo, *Dynamika y optymizatsiia pidiomno-transportnykh mashyn*, K.: TsP «Komprint», 2019.
- [19] V.S. Loveikin, Yu.V. Chovniuk, M.H. Dikteruk, S.I. Pastushenko, *Modeliuvannia dynamiky mekhanizmiv vantazhopidiomnykh mashyn*, K.-Mykolaiv: RVV MDAU, 2004.
- [20] V.S. Loveikin, Yu.V. Chovniuk, Yu.O. Romasevych, "Zastosuvannia metodiv variatsiinoho chyslennia v zadachakh optymalnoho upravlinnia vantazhopidiomnykh mashynamy silskohospodarskoho pryznachennia", *Pidiomno-transportna tekhnika*, no. 2, pp. 3-15, 2010.
- [21] Y.Y. Blekhman, *Vybratsyonnaia mekhanika*, M.: Fyzmatlyt, 1994.
- [22] V.S. Shcherbakov, M.S. Korytov, E.O. Volf, "Alhorytm kompensatsyy neupravliaemykh prostranstvennykh kolebany hruza y povyshenyia tochnosti traektoryy eho peremeshchenyia hruzopodyemnym kranom", *Vestnyk mashynostroenyia*, no.3, pp. 16-18, 2015.
- [23] E.Y. Butykov, "Neobychnoe povedenye maiatnyka pry synusoidalnom vneshnem vozdeistvyi", *Kompiuternye ynstumenty v obrazovanyi*, no. 2, pp. 24-36, 2008.
- [24] N.A. Kылchevskiy, *Kurs teoreticheskoй mekhaniky*, T.1, M.: Nauka, 1972.

**МОДЕЛЮВАННЯ ТА ОПТИМІЗАЦІЯ ПРОЦЕСІВ ПЕРЕМІЩЕННЯ І РОЗГОНУ
ВАНТАЖНОГО ВІЗКА МОСТОВОГО КРАНА У РЕЖИМІ ГАСІННЯ
НЕКЕРОВАНИХ КОЛИВАНЬ ВАНТАЖУ**

¹Човнюк Ю.В., к.т.н., доцент,
ychovnyuk@ukr.net, ORCID: 0000-0002-0608-0203

¹Приймаченко О.В., к.т.н., доцент,
pryimachenko.ov@knuba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-5125-8472

¹Чередніченко П.П., доцент,
petro_che@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7161-661X

¹Шудра Н.С., ст. викладач,
Shudra_n@ukr.net, ORCID: 0000-0001-5416-7680

¹Київський національний університет будівництва та архітектури
Повітрофлотський пр., 31, м. Київ, 03037, Україна

Анотація. У роботі проведено моделювання та оптимізація процесів переміщення і розгону вантажного візка мостового крана у режимі гасіння некерованих коливань вантажу. Для динамічної системи плоского маятника із затуханням коливань, яка описує коливання вантажу мостового крана на гнучкому канатному підвісі у окремій вертикальній площині, запропоновано використовувати сплайни по часу третього порядку, які моделюють рух та прискорення точки підвісу вантажу у горизонтальному напрямку руху вантажного візка.

Для з'ясування часової залежності кута відхилення вантажного крана від гравітаційної вертикалі запропоновано використати методи класичного варіаційного числення (рівняння Ейлера-Пуассона), котрі дозволяють оптимізувати (мінімізувати) величину вказаного кута у процесі розгону вантажного візка з вантажем, підвішеним на канаті мостового крана.

Отриманий аналітичний розв'язок задачі гасіння залишкових некерованих коливань вантажу мостового крана, які зазвичай виникають після повного розгону чи гальмування точки підвісу вантажу на вантажному візку. Для виведення залежностей використаний аналітичний підхід задля розрахунку величини кута відхилення вантажного канату мостового крана від гравітаційної вертикалі у залежності від прискорення і переміщення точки підвісу вантажу.

Розглянута проблема розхитування вантажу, який переміщується мостовим краном, вирішена новим способом, котрий дозволяє повністю уникнути маятникових просторових коливань вантажу на канатному підвісі. При цьому використаний математичний апарат лінійної алгебри (правило Крамера, зокрема), який дозволяє аналітичним шляхом встановити закон руху у часі канату з вантажем, кут відхилення котрого від вертикалі приймає мінімальні значення у процесі розгону вантажного візка.

Ключові слова: мостовий кран, траєкторія вантажу, гасіння коливань, розхитування, оптимізація, переміщення, розгін, вантажний візок, канат.

Стаття надійшла до редакції 19.04.2023

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ МЕТОДИК ВИМІРЮВАННЯ АДГЕЗІЇ РЕМОНТНИХ РОЗЧИНІВ З СУХИХ БУДІВЕЛЬНИХ СУМІШЕЙ ДО БЕТОННИХ ПОВЕРХОНЬ¹Гедулян С.І., к.т.н.,

shedulian@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0001-5732-6042

¹Антонюк Н.Р., к.т.н., доцент,

antonuk_nr@ukr.net, ORCID: 0000-0003-1730-0723

¹Шевченко Т.І., к.т.н., доцент,

shevtat11@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7304-1706

¹Ветох О.М., к.т.н.,

vetokham@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-0672-4387

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури
вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, Україна

Анотація. В статті наведена загальна оцінка показників адгезійної міцності полімерцементних ремонтних композитів до бетонної основи та визначення ступеню повторюваності результатів випробувань при зміні методик її вимірювання у відповідності до українського та європейського стандартів.

Під час експериментальних досліджень отримані дані щодо показників адгезійної міцності однакових цементних зразків ремонтних розчинів на основі сухих будівельних сумішей для ремонту та відновлення бетонних та залізобетонних конструкцій та споруд у рівних умовах за різними методиками проведення вимірювання, отримано розподіл за отриманими класами ремонтних композитів враховуючи вимоги обох стандартів за показником адгезійної міцності.

Отримані дані показують, що за методикою вимірювання за українським стандартом переважна більшість досліджуваних зразків ремонтних розчинів на основі сухих будівельних сумішей показали схожі результати вимірювання, що свідчить про високу повторюваність результатів методики вимірювання. Також серед усіх досліджуваних зразків зберігається високий відсоток втрати адгезії за AF-S та CF-S класами та кількість конструкційних класів серед досліджуваних композитів.

Європейська методика вимірювання на тих самих зразках та еталонних бетонних плитах показала значно більшу кількість зразків з відхиленням від середнього показника адгезії, меншу кількість зразків з втратою адгезії за AF-S та CF-S класами, нижчу кількість конструкційних класів ремонтних композитів та в цілому має значно нижчу повторюваність результатів вимірювання.

Встановлено, що деякі з ремонтних композитів, які за вимогами українського стандарту виключно за показником адгезії відповідають найвищому конструкційному класу ремонтного матеріалу РМ1, за вимогами європейського можуть класифікуватись лише як матеріали класу R3.

Ключові слова: ремонтні розчини, сухі будівельні суміші, ремонтна система, контактний шар, адгезія.

Вступ. Теоретичні основи [1-3] ремонту та відновлення пошкоджених бетонних і залізобетонних конструкцій базуються на системному підході [4] під час вибору матеріалів для ремонтних робіт для досягнення найкращого результату.

Відновлення конструкції не можна розглядати теоретично як окрему технологічну операцію, що полягає в нанесенні ремонтної суміші на пошкоджені ділянки. Воно є досить складним багатостороннім процесом, що включає етапи обстеження та діагностики конструкцій, визначення причин руйнування, планування проведення ремонтних робіт, вибір необхідних матеріалів, систем та технологій [5, 6].

Дуже часто в останні роки використовується поняття багатокомпонентної «ремонтної системи», що включає в себе ремонтований субстрат (пошкоджену поверхню), ґрунтувальну композицію (контактний шар), сам ремонтний матеріал (композит) та інші компоненти, які залежать від природи пошкоджень, умов проведення робіт та ін. Кожен із цих компонентів має певний комплекс якостей, безпосередньо пов'язаних із факторами їх складу, які необхідні для забезпечення повної «сумісності» ремонтної системи [5, 7].

Одним із головних чинників в таких «сумісних» системах є міцність зчеплення ремонтного композиту з ремонтваною бетонною основою або адгезійна міцність. Якщо дотична напруга в контактній зоні перевищує міцність зсуву в цій зоні, настає відшарування і, як наслідок, пошкодження розчину [8], тому контактна зона старого матеріалу з новим визначає довговічність ремонту.

Аналіз досліджень і публікацій. Достатня адгезія забезпечує максимальну можливість сприйняття відремонтованою системою робочого навантаження [9]. Ремонтна система ефективна [10], якщо вона забезпечує передачу навантаження та забезпечує рівномірний розподіл напруг в елементі [11]. Таким чином велику увагу при розробці ремонтних систем слід приділити визначенню міцності зчеплення ремонтного композиту з бетонною основою.

Відмічається [12], що ослаблення та подальше руйнування зв'язку ремонтного матеріалу з бетонним субстратом може відбуватись у різні шляхи (рис. 1).

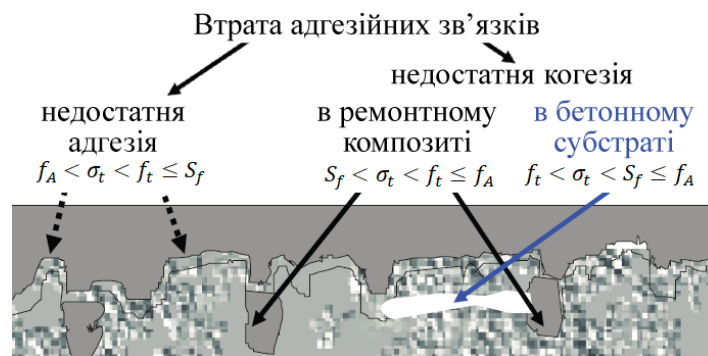


Рис. 1. Види втрати адгезійного зв'язку:

σ_t – напруга внутрішньої усадки; S_f – міцність на розтягнення ремонтного матеріалу;
 f_t – міцність на розтягування бетонного субстрату; f_A – адгезійна міцність [12]

У зв'язку з цим при проведенні випробувань на адгезію можна отримати декілька типів результатів, залежно від положення лінії, за якою відбувається руйнування адгезійного зчеплення. Окрім того, існує декілька підходів до самого процесу вимірювання.

Діючий в Україні стандарт [13] пропонує визначення показника адгезійної міцності шляхом вимірювання зусилля відриву адгезиметра, що прикладене до металевих відривачів, розміщених на керамічній плитці, яка приклеєна ремонтним розчином до бетонних макетів.

Європейський нормативний документ [14] визначає адгезію як величину зусилля відриву адгезиметра, що прикладене до металевих відривачів, розміщених на «шайбах» ремонтного композиту, які утворені після вирізання їх коронкою із суцільного шару композиту, що був нанесений на бетонну основу.

Постановка задачі. Метою даної роботи є загальна оцінка показників адгезійної міцності ремонтних композитів до бетонної основи та визначення ступеню повторюваності результатів випробувань при зміні методик її вимірювання у відповідності до українського [13] та європейського [14] стандартів.

Матеріали та методика дослідження. Для приготування зразків ремонтного композиту в якості в'язучого використовувався європейський ПЦ-І 500, у якості дрібного заповнювача виступав кварцовий пісок фракції 0,63. Для управління реологічними властивостями розчинів використовувався РДП Daigen DA 1400 VA-E (2% від маси суміші). Для корекції консистенції та часу твердіння використовувались домішки САП сополімеру аніонного поліакриламідру та акрилату калію (0,2% від маси суміші) та чистого алюмінату натрію (0,5% від маси суміші).

Підбір кількості води для збереження необхідної робочої консистенції, однакової для всіх досліджуваних розчинів, проводився за методикою, зазначеною у [15].

Для всіх досліджених складів цементних зразків визначалися показники адгезійної міцності з використанням адгезиметру DYNA Z16 (рис. 2) відповідно до [16]. Навантаження до металевого відривача прикладалось зі збільшенням швидкості 250 ± 50 Н/с.

В якості бетонної підкладки використовувались еталонні бетонні плити розміром $450 \times 450 \times 45$ мм, виготовлені відповідно до вимог стандарту [17], коротка специфікація наведена у табл. 1.



Рис. 2. Адгезиметр DYNA Z16: 1 – канвас; 2 – фіксатор; 3 – подача навантаження; 4 – манометр; 5 – випробувальний диск відривач $\varnothing 50$ мм; 6 – М8

Таблиця 1 – Специфікація еталонних бетонних плит

В'язуче	портландцемент типу ПЦ П/А-Ш-400 згідно [18]
Заповнювач	гравійний пісок, розмір часток 0-8 мм, безперервна крива гранулометричного складу А-В
В'язуче/заповнювач	відношення мас 1:5
В/Ц	0,5
Змащення форм	не використовувалось
Ущільнення	90 секунд на вібростолі при 50 Гц
Витримка	24 години в нормальних умовах
Водопоглинання	по поверхні $2,0-8,0$ см ³ після 4 годин

У відповідності до [19] в якості контактної прошарку використовувався праймер на основі дисперсії синтетичних смол та наповнювачів Ceresit СТ 19.

Для дослідження адгезійних показників за [13] зразки-полоси ремонтного композиту наносились шпателем з квадратними зубцями 6×6 мм на попередньо підготовлені бетонні плити з максимальною товщею матеріалу 10 мм. Після нанесення композиту до нього приклеювались керамічні плитки згідно з [20], на яких розміщувались металеві відривачі адгезиметру (рис. 2).



Рис. 2. Підготовлені до випробування показника адгезії еталонні бетонні плити з нанесеним ремонтним композитом та приклеєними керамічними плитками

Для дослідження адгезійних показників за [14] виготовлялись зразки-шайби ремонтного композиту Ø50 мм та товщиною матеріалу 10 мм шляхом випилювання їх за допомогою коронки із суцільного шару ремонтного композиту, який наносився на попередньо підготовлені бетонні плити (рис. 3). Після цього на них розміщувались металеві відривачі адгезиметру.

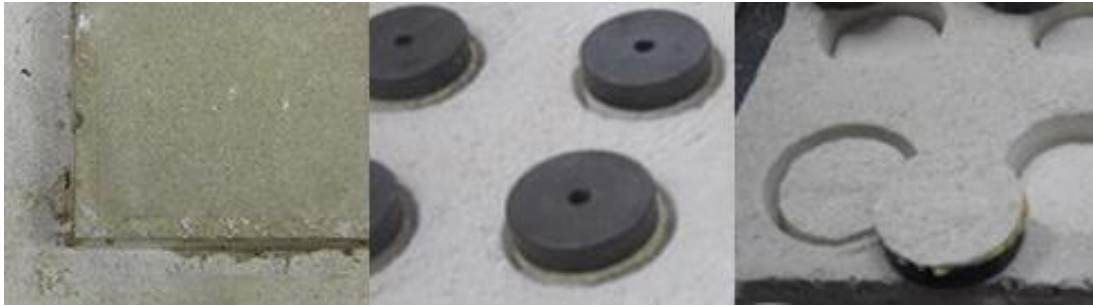


Рис. 3. Підготовлені до випробування показника адгезії еталонні бетонні плити з нанесеним ремонтним композитом та вирізаними зразками-шайбами

Металеві відривачі адгезиметру закріплювались з використанням двохкомпонентного епоксидного клею [13].

З метою отримання найбільш достовірних даних про якість адгезії ремонтних композитів до бетонних плит в обох випадках враховувались виключно результати за AF-S та CF-S типами втрати адгезійного зчеплення (табл. 2). Для обох методик визначення величини зчеплення ремонтних композитів з поверхнею бетонних плит виготовлювались по 20 зразків на кожну із 10 еталонних плит та відбирались по 15 зразків вказаних типів для забезпечення рівних умов проведення випробування та можливості порівняння результатів.

Таблиця 2 – Типи втрати адгезії [14]

Тип	I	II	III	IV	V
Маркування	AF-A	CF-RC	AF-S	CF-S	
Схема					
Фіксація					
Характер втрати адгезії	руйнування контакту по адгезиву	слабка когезія ремонтного композиту	руйнування по контактному шару	частково слабка когезія бетонної підкладки	слабка когезія бетонної підкладки
Примітка	AF – втрата адгезії (Adhesive Failure); CF – втрата зчеплення при когезії (Cohesive Failure); A – адгезив (Adhesive); RC – ремонтний композит (Repair Composite); S – підкладка (Substrate)				

Показник величини адгезії між ремонтними композитами та поверхнею еталонних плит f_A (МПа) визначався як:

$$f_A = P_n / F,$$

де: P_n – сила відриву (навантаження адгезиметру, Н);

F – площа контакту зразків розчину до поверхні плит (мм²).

Результати досліджень. Під час експериментальних досліджень отримані дані щодо показників адгезійної міцності цементних зразків ремонтних розчинів на основі сухих будівельних сумішей для ремонту та відновлення бетонних та залізобетонних конструкцій та

споруд з використанням методик проведення вимірювання згідно з українським та європейським стандартами.

Результати вимірювання значень міцності зчеплення ремонтних композитів з еталонними плитами за методикою згідно з [13] та середні значення показника адгезії наведені в табл. 3.

Таблиця 3 – Результати вимірювання адгезії за [13]

№ плити	Величина зчеплення ремонтних композитів з бетонною підкладкою, МПа															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	2,300	2,905	2,559	2,365	1,231	2,762	2,067	2,431	2,454	2,102	2,840	2,397	2,913	1,607	2,838	2,385
2	2,043	2,137	2,078	2,813	2,211	2,755	2,292	2,126	1,966	2,740	2,962	2,029	2,271	2,710	2,960	2,406
3	2,124	2,294	2,151	2,690	1,338	2,836	2,109	2,023	2,971	1,928	2,494	2,660	2,827	2,422	2,963	2,389
4	2,903	2,438	2,730	1,966	2,287	1,976	2,293	2,925	2,958	2,165	2,572	2,845	0,785	2,835	1,978	2,377
5	2,307	2,418	2,271	2,963	2,515	1,689	2,815	2,959	2,653	2,213	2,505	2,364	2,819	2,682	2,389	2,504
6	2,318	2,256	2,478	2,473	1,946	2,422	2,339	2,856	2,040	2,490	2,785	1,991	2,384	2,148	2,791	2,381
7	2,940	2,926	2,520	1,982	2,644	2,389	2,959	2,371	2,895	2,400	2,699	2,981	1,987	2,187	1,934	2,521
8	2,643	2,517	0,594	2,745	2,160	2,868	2,328	2,286	2,950	2,506	2,001	2,207	2,977	2,538	2,074	2,360
9	2,114	2,063	2,746	2,765	2,111	2,431	2,246	2,755	2,548	2,628	2,858	2,593	2,485	2,806	1,969	2,475
10	2,153	2,122	2,378	2,896	2,319	2,139	2,676	2,776	2,397	0,977	2,059	2,025	2,359	2,867	2,497	2,309

Як видно з таблиці, переважна більшість зразків показали схожі результати вимірювання, дисперсія за середніми значеннями адгезії по усіх еталонних плитах складає 0,00456, що свідчить про високу повторюваність результатів методики вимірювання.

Так, кількість зразків, що показали відхилення від середнього показника адгезії (2,411 МПа) на 30% і більше склала лише 7 одиниць.

Враховуючи вимоги по показнику адгезійної міцності за [13] маємо наступний розподіл за отриманими класами ремонтних композитів: РМ1 – 132 зразка (88%), РМ2 – 132 зразка (88%), РМ3 – 148 зразків (98,6%).

Слід також відмітити, що з початкових 200 зразків досліджуваних ремонтних композитів втрату адгезійного зчеплення з еталонними плитами за типом AF-S та CF-S показав 181 зразок, що складає 90,5%. Спираючись на деякі попередні дослідження адгезійної міцності [21, 22], можна сказати, що цей показник є порівняно високим.

Результати вимірювання значень міцності зчеплення ремонтних композитів з еталонними плитами за методикою згідно з [14] та середні значення показника адгезії наведені в табл. 4.

Дисперсія за середніми значеннями адгезії по усіх еталонних плитах складає 0,0233, що більше за такий показник у методики за [13] у 5,1 рази.

Кількість зразків, що показали відхилення від середнього показника адгезії (1,986 МПа) на 30% і більше, склала 51 одиницю, що у 7,3 рази більше ніж за результатами вимірювання згідно з методикою [13].

Враховуючи вимоги по показнику адгезійної міцності за [13] розподіл за отриманими класами ремонтних композитів наступний: R4 – 80 зразків (53,3%), R3 – 141 зразок (94%), R2 – 145 зразків (96,6%), R1 – 145 зразків (96,6%).

Також показовим є те, що, на відміну від результатів, отриманих за [13], з початкових 200 зразків досліджуваних за [14] ремонтних композитів втрату адгезійного зчеплення з еталонними плитами за типом AF-S та CF-S показали лише 152 зразка, що складає 76%.

Враховуючи дисперсію вибірки та результати за AF-S та CF-S типами втрати адгезії зразками можна зробити висновок, що методика вимірювання адгезії згідно з [14] має порівняно нижчу повторюваність результатів. В умовах однаковості складу ремонтних розчинів, пористості та якості поверхні еталонних плит, товщини контактного шару та інших

чинників експерименту це, вірогідно, пов'язано з певним ступенем пошкодження адгезійних зв'язків між нанесеним ремонтним композитом та бетонним субстратом в процесі формування зразків-шайб з використанням коронки, а саме внутрішнє механічне закріплення композиту у грубій поверхні підкладки на мікромасштабному рівні [10, 12].

Таблиця 4 – Результати вимірювання адгезії за [14]

№ плити	Величина зчеплення ремонтних композитів з бетонною підкладкою, МПа															
	1	1,657	1,835	2,163	1,985	2,214	1,994	2,068	1,675	2,194	2,391	2,034	2,504	2,050	2,555	2,413
2	1,785	2,428	1,909	2,445	2,315	2,484	2,289	2,464	2,146	1,806	1,765	2,242	2,356	1,842	1,727	2,134
3	2,335	0,561	2,183	1,595	1,889	2,063	2,558	1,050	1,931	1,745	1,627	1,838	2,247	1,947	2,365	1,862
4	1,552	1,931	2,217	2,259	1,600	2,424	2,563	1,675	2,393	1,709	0,270	2,185	2,536	2,038	2,005	1,957
5	2,530	1,981	1,657	2,554	2,539	1,636	2,538	1,565	2,336	2,134	2,440	1,967	1,818	1,789	2,244	2,115
6	1,419	1,639	1,801	1,238	1,637	0,124	1,627	2,223	1,930	2,413	2,207	1,621	0,862	1,625	2,083	1,630
7	1,590	2,369	2,188	1,984	2,126	2,132	2,138	1,843	2,581	2,132	2,237	2,587	0,370	1,664	1,855	1,986
8	2,037	1,845	1,528	1,975	1,542	2,453	1,886	2,121	1,960	2,204	0,742	2,059	2,422	2,530	1,938	1,949
9	2,574	1,886	2,071	2,340	2,265	1,936	2,344	1,547	1,765	2,269	2,129	1,563	1,646	2,310	2,410	2,070
10	2,199	2,196	2,544	2,504	1,591	2,030	1,862	1,729	2,562	1,582	1,665	2,224	1,620	2,021	2,292	2,042

Через це, виходячи з аналізу отриманих результатів, ті ж самі ремонтні композити (зразки з еталонних плит 3, 4, 6-8), які за вимогами [13] виключно за показником адгезії відповідають найвищому конструкційному класу ремонтного матеріалу РМ1, за вимогами [14] можуть класифікуватись лише як матеріали класу R3.

Висновки. Переважна більшість зразків, які оцінювались за методикою українського стандарту, показали схожі результати вимірювання адгезійної міцності. Дисперсія за середніми значеннями адгезії по усіх еталонних плитах складає 0,00456, що свідчить про високу повторюваність результатів методики вимірювання. Кількість зразків, що показали відхилення від середнього показника адгезії (2,411 МПа) на 30% і більше склала лише 7 одиниць. Отримано наступний розподіл за класами ремонтних композитів: РМ1 – 132 зразка (88%), РМ2 – 132 зразка (88%), РМ3 – 148 зразків (98,6%).

Втрату адгезійного зчеплення з еталонними плитами за типом AF-S та CF-S показав 181 зразок, що складає 90,5% від початкових 200 зразків досліджуваних ремонтних композитів, що є порівняно високим показником.

Дисперсія за середніми значеннями адгезії по усіх еталонних плитах складає 0,0233, що більше за такий показник у методикі за [13] у 5,1 рази. Кількість зразків, що показали відхилення від середнього показника адгезії (1,986 МПа) на 30% і більше, склала 51 одиницю, що у 7,3 рази більше ніж за результатами вимірювання згідно з методикою [13].

Отримані класи ремонтних композитів, що оцінювались за європейським стандартом, розподілені за класами менш рівномірно у порівнянні з українським: R4 – 80 зразків (53,3%), R3 – 141 зразок (94%), R2 – 145 зразків (96,6%), R1 – 145 зразків (96,6%). З початкових 200 зразків ремонтних композитів втрату адгезійного зчеплення з еталонними плитами за типом AF-S та CF-S показали лише 152 зразка, що складає 76%.

Загалом методика вимірювання адгезії згідно з європейським стандартом має порівняно нижчу повторюваність результатів. В умовах однаковості складу ремонтних розчинів, пористості та якості поверхні еталонних плит, товщини контактного шару та інших чинників експерименту це, вірогідно, пов'язано з певним ступенем пошкодження адгезійних зв'язків між нанесеним ремонтним композитом та бетонним субстратом в процесі формування зразків-шайб з використанням коронки, а саме внутрішнє механічне закріплення композиту у грубій поверхні підкладки на мікромасштабному рівні.

Деякі з ремонтних композитів, які за вимогами українського стандарту виключно за показником адгезії відповідають найвищому конструкційному класу ремонтного матеріалу РМ1, за вимогами європейського можуть класифікуватись лише як матеріали класу R3.

References

- [1] F. Pacheco-Torgal, R.E. Melchers, A. Sáez, *Eco-efficient Repair and Rehabilitation of Concrete Infrastructures*. Woodhead Publishing/Elsevier Ltd., 2018.
- [2] N. Delatt, *Failure, Distress and Repair of Concrete Structures*. Woodhead Publishing, 2009.
- [3] M.G. Grantham, *Concrete Repair: A Practical Guide*. CRC Press, 2011.
- [4] M. Król, "Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych", *Przegląd budowlany*, no. 3, pp. 30-36, 2009.
- [5] L. Czarnecki, P. Emmons, "Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych", no. 8, pp. 44-45, 2002.
- [6] D. Morgan, "Compatibility of concrete repair materials and systems", *Construction and Building Materials*, vol. 10, no. 1, pp. 57-67, 1996.
- [7] S. Dansk, *Repair of Concrete Structures to EN 1504*. Elsevier Butterworth-Heinemann, 2004. p. 78-88.
- [8] C. Zanotti et al., "Further evidence of interfacial adhesive bond strength enhancement through fiber reinforcement in repairs", *Construction and Building Materials*, vol. 160, pp. 775-785, 2018.
- [9] R. Hafezzadeh et al., "Asphalt-based cold patches for repairing road potholes", *Construction and Building Materials*, vol. 306, pp. 70-79, 2021.
- [10] H. Reza Karimi, E. Khedri, M.R.M. Aliha, H. Shaker, P. Jafari Haghighatpour, "Repair efficiency evaluation for cracked asphalt mixture pavement in different ambient temperatures using bitumen and polymer concrete as repair materials", *Construction and Building Materials*, vol. 369, pp. 142-149, 2023.
- [11] K.E Hassan, J.J Brooks, L. Al-Alawi, "Compatibility of repair mortars with concrete in a hot-dry environment", *Cement and Concrete Composites*, vol. 23, iss. 1, pp. 453-458, 2010.
- [12] L. Czarnecki, "Adhesion – A challenge for concrete repair", *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander et al (eds)*, 2009, pp. 935-940.
- [13] DSTU B V.2.7-126:2011. «Sumishi budiveln'i suhi modifikovani». Minregionbud Ukraïni, 2011.
- [14] EN 1504:2005. Products and systems for the protection and repair of concrete structures. EUSC, 2005.
- [15] EN 1504-1:2003. Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Definitions. Requirements. EUSC, 2003.
- [16] EN 1504-4:2004. Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity. Structural bonding, EUSC, 2004.
- [17] EN 1323:2007. Adhesives for tiles. Concrete slabs for tests, EUSC, 2007.
- [18] EN 197-1:2011 Cement. Composition, specifications and conformity criteria for common cements. EUSC, 2011.
- [19] EN 1542:1999. Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Measurement of bond strength by pull-off. EUSC, 1999.
- [20] DSTU B V.2.7-282:2011. Plytky keramichni. Tekhnichni umovy. NDIBMV, 2011.
- [21] S.I. Hedulian, O.A. Gara, S.V. Savchenko, "Comparative Analysis of the Use of Expansion Agents in Repair Solutions of Dry Building Mixtures for Improving Hardening Condition", *Suchasne budivnytstvo ta arhitektura*, vol. 1, pp. 55-62, 2022.
- [22] S.Y. Hedulian, S.V. Koval, S.V. Savchenko, "Sovmestymost kak kryteryi otbora éffektivnykh materiyalov dlia remonta betonnykh y zhelezobetonnykh konstruktsiyi", *Visnyk ODABA*, vol. 53, pp. 82-87, 2014.

COMPARATIVE ANALYSIS OF METHODS OF MEASURING ADHESION OF REPAIR SOLUTIONS FROM DRY BUILDING MIXTURES TO CONCRETE SURFACES

¹**Hedulian S.I.**, PhD,

shedulian@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0001-5732-6042

¹**Antoniuk N.R.**, Ph.D., Associate Professor,

antonuk_nr@ukr.net, ORCID: 0000-0003-1730-0723

¹**Shevchenko T.I.**, Ph.D., Associate Professor,

shevtat11@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7304-1706

¹**Vietokh O.M.**, PhD,

vetokham@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-0672-4387

¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

4, Didrichson street, Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. The article provides a general assessment of the adhesion strength indicators of polymer-cement repair composites to the concrete base and determination of the degree of repeatability of test results when changing the methods of its measurement in accordance with Ukrainian and European standards.

During experimental studies, data were obtained on the adhesive strength indicators of the same cement samples of repair mortars based on dry building mixtures for the repair and restoration of concrete and reinforced concrete structures and buildings under equal conditions using different measurement methods, a distribution was obtained by the received classes of repair composites, taking into account the requirements of both standards according to the indicator of adhesive strength.

The obtained data show that according to the measurement method according to the Ukrainian standard, the vast majority of the examined samples of repair mortars based on dry construction mixtures showed similar measurement results, which indicates a high repeatability of the results of the measurement method. Also, a high percentage of adhesion loss according to the AF-S and CF-S classes and the number of structural classes among the studied composites remain among all the studied samples.

The European measurement method on the same samples and reference concrete slabs showed a significantly higher number of samples with a deviation from the average adhesion index, a lower number of samples with a loss of adhesion according to the AF-S and CF-S classes, a lower number of structural classes of repair composites and, in general, has a significantly lower repeatability of measurement results.

It has been established that some of the repair composites, which according to the requirements of the Ukrainian standard correspond to the highest structural class of the repair material PM1 based solely on the adhesion index, can be classified only as materials of the R3 class according to the requirements of the European.

Keywords: repair solutions, dry construction mixes, repair system, contact layer, adhesion.

Стаття надійшла до редакції 25.04.2023

CORROSION RESISTANCE OF POWDER COATING WITH USE OF FERRITIZATION WASTE

¹**Gots V.I.**, D.Sc., Professor,
Gots.volodymyr@gmail.com, ORCID: 0000-0001-7103-1234

¹**Kochetov G.V.**, D.Sc., Professor,
gkochetov@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0041-7335

¹**Lastivka O.V.**, PhD., Assistant Professor,
oles.lastivka@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7499-4744

¹**Samchenko D.M.**, PhD, Senior Researcher,
sama30071988@gmail.com, ORCID: 0000-0003-3305-8180

¹**Mehet V.S.**, graduate student,
ss9164669@gmail.com, ORCID: 0000-0002-2830-9419

¹*Kyiv National University of Construction and Architecture*
Povitroflotskyi prospect 31, Kyiv 03037, Ukraine

Abstract. Aspects for increasing the corrosion resistance of powder coating materials as a result of the involvement of the latest technologies for cleaning electroplating production waste are considered. The results of the effect of ferritization waste on the formation of corrosion resistance of coatings based on powder coating are shown.

The introduction of the obtained ferritization waste into the composition of powder coating systems has a different effect on the formation of corrosion resistance of coatings was found. Thus, the control composition of the powder coating using a filler in the form of barium sulfate during 480 hours of exposure in the salt fog chamber is characterized by peeling of the coating at the level of 7.5 mm. The average width of metal corrosion is 5.5 mm. The category of corrosion resistance of the coating corresponds to class C3 (average) with the provision of an average durability class (M) from 7 to 15 years. Examples of typical environments (according to DSTU ISO 12944-2:2019) where the resulting coatings can be used are urban and industrial atmospheres, moderate sulfur dioxide pollution, coastal areas with low salinity.

The use of galvanic waste sediments in general contributes to increasing the corrosion resistance of the powder coating. The efficiency of their use depends on the chemical composition of ferritization waste. Among the studied samples, the most effective is the introduction of waste in the form of $Ni_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$ and $Zn_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$ into the composition of powder systems, which helps to reduce the width of coating peeling by 65...79 %, as well as the width of metal corrosion by 75...80 % compared to the control composition.

The least effective among the studied samples is the use of waste in the form of $Ni_{0.5}Zn_{0.5}Al_{0.15}Fe_{1.85}O_4$ and $CrFe_2O_4$ due to a significant decrease in the corrosion resistance of the powder coating

Powder coating systems were obtained using ferritization waste, the category of corrosion resistance of which corresponds to class C4 (high) with a high durability class (H) from 15 to 25 years. In general, the use of ferritization waste provides better corrosion resistance of coatings compared to traditional systems based on barium sulfate, which in turn gives reason to consider such systems as an alternative for corrosion protection of construction metal products and structures.

Keywords: powder coating, ferritization waste, peeling, width of metal corrosion, class corrosion.

Introduction. Generation, storage, disposal, decontamination and removal of steel waste have become one of the biggest challenges for developed countries, with the environmental condition depending on their priority solution [1, 2]. As a result of large amounts of plating wastewaters as

one of the prevailing types of industrial liquid wastes, the said problem has become particularly acute. If stored in the territory of enterprises, such wastes could cause irreversible environmental pollution [3].

Depending on the source of generation and physical state, plating wastes are divided into the following types: spent concentrated process solutions; hutch water; galvanic waste [4]. Plating wastes contain a high concentration of toxic substances; therefore, these substances are referred to one of the most hazardous types of industrial waste. Among the main pollutants of plating waste are ions of heavy metals, inorganic acids, alkalis, etc. In metal plating, only 30-80 % of metals, 5-20 % of acids and 2-3 % of water are useful, meaning that large quantities of valuable raw materials are wasted and, even more, cause the environmental pollution with toxic substances. They must be recycled, for the environment to be protected against such hazardous solutions [5, 6].

Current requirements for application of plating waste disposal technologies are aimed at creating environmentally safe and resource-saving production, where the waste from one industry will be fully or partially used as raw materials for another [7].

One of the most effective methods of plating waste disposal is to apply ferritization technology [8]. Heavy metals are removed from working solutions and converted into a chemically-stable crystal structure during this process, but ferritization is performed at temperatures above 75 °C, so its application is quite energy-consuming.

As an alternative to a traditional thermal method of ferritization, it is reasonable to use electromagnetic pulsed activation of the process saving up to 60 % of energy resources [9].

The plating waste treated by ferritization using the abovementioned methods could be reasonably used to partially replace fillers in powder coating, with subsequent powder coatings on their base. This would facilitate creating non-waste technologies and closed-loop processes for making coatings under factory conditions.

Analysis of recent studies and publications. Powder coating is one of the most promising materials for creating technical and economic, and eco-friendly protective coating for a wide selection of building products and structures. Two groups of powder coating and lacquers are distinguished by their chemical composition: on the basis of thermoplastic film forming substances and on the basis of thermoset ones [10]. The coating on the basis of thermoplastic film forming substances is made without chemical transformations due to melting of powder particles with subsequent cooling of the hot melt. In case of coatings on the basis of thermosetting resins, the cross-linking reaction of the coating system takes place in the presence of catalysts, thus making conditions for the use of polymers with significantly lower molecular mass and, respectively, a lower viscosity of the hot melt. As a result, a high content of fillers and pigments may be introduced into the system of thermoset paints and lacquers and this, in its turn, ensures a high quality of a product with a low cost ensured. At the same time, the global output of thermoset powder coatings is about 80 % of the total paints and lacquers produced, thus confirming their effectiveness [11, 12]. These materials are highly competitive as compared to coatings based on liquid paints, since they are made on the basis of film forming oligomers which, in they turn, make it possible to obtain quality coatings of 30...80 μm thick.

The prescription composition of the thermoset powder coating consists of five basic components: polymer resin, hardener, pigments, functional additions and fillers [13, 14]. Polymer resins and hardeners generally play the key role in ensuring necessary mechanical characteristics and durability of the powder coating. However, it is the correctly selected filler that contributes to regulation of functional properties of the coating, such as hardness, gloss, bending and impact strength, permeability and corrosion resistance [15, 16].

In view of high output of thermoset powder coating in the world, as well as the problem of plating waste disposal, it is reasonable to study how the sludge of plating waste of various types influences the formation of performance properties of coatings based on powder paints.

The purpose of this paper is to study the impact of plating waste sludge of different phase composition on the corrosion resistance of powder coating.

Materials and research methods. Carboxylated polyester resin Crylcoat 2618-3 made by Allnex was used as a film forming substance to perform the research. For carboxylate polyester resin it is also obligatory to use a structure-forming hardener. Primid XL-552 made by EMS-Griltech was used for this research. In order to ensure coverage of the surface of metal samples in powder systems under study, a white pigment (titanium dioxide (TiO₂)) was chosen. As a reference composition (Table 1), a powder coating system was used containing barium sulfate which is a traditional filler to obtain powder paints and lacquers.

Table 1 – Composition of powder coating

Control	Content of raw materials, %			
	Crylcoat 2618-3	HAA	TiO ₂	Barium sulfate
	57	3	10	40

As a result of using ferritization treatment of waste, nine types of sludge samples were obtained, each having different phase composition: sample No. 1 – NiFe₂O₄; sample No. 2 – ZnFe₂O₄; sample No. 3 – CuFe₂O₄; sample No. 4 – Ni_{0.5} Zn_{0.5}Fe₂O₄; sample No. 5 – Ni_{0.5}Cu_{0.5}Fe₂O₄; sample No. 6 – Zn_{0.5}Cu_{0.5}Fe₂O₄; sample No. 7 – Zn_{0.5}Mn_{0.5}Fe₂O₄; sample No. 8 – Ni_{0.5} Zn_{0.5}Al_{0.15}Fe_{1.85}O₄; sample No. 9 – CrFe₂O₄. The abovementioned waste samples were used to partially replace the filler in power systems. The composition of the analysed coating systems with the use of the obtained waste was taken as follows: Crylcoat 2618-3 – 57 %, HAA – 3 %, TiO₂ – 10 %, barium sulphate – 25 %, and obtained waste sample – 15 %.

Research methods. The impact of the obtained waste treated by ferritization on the corrosion resistance of the coating based on powder coating was studied in the sequence as follows:

1. The steel plates St3 (size 150×60 mm) were covered by powder paints of different compositions. The powder paint was applied by electrostatic method according to ISO 1514:2016 using spray gun Start 50.

2. The hardening of the powder coating on sample plates took place in a curing oven at 180 °C during 10 minutes.

3. Corrosion resistance of decorative and protective powder coating systems was tested in a salt spray chamber with 5 % condensation of saline (NaCl) on the sample surfaces during 480 hours at 35 °C according to DSTU ISO 9227:2015 "Corrosion tests in artificial atmospheres – Salt spray tests". The average coating delamination and development of metal corrosion after the test was determined by the methods of DSTU ISO 4628-8:2012. The coating compositions were classified according to categories of atmospheric corrosion aggressiveness according to DSTU ISO 12944-2, including their durability according to DSTU ISO 12944-1.

Research results. It was found that introduction of obtained waste treated by ferritization into the composition of powder coating systems has different impacts on the formation of corrosion resistance of the coating (Fig. 1, Fig. 2). Thus, the reference composition of the powder coating using such filler as barium sulphate after curing during 480 hours in the salt spray chamber is characterized by the coating delamination of 7.5 mm (Fig. 1). The average width of metal corrosion is 5.5 mm (Fig. 2). The category of corrosion resistance of the coating corresponds to class C3 (*middle*) ensuring a middle class of durability (M) of 7 to 15 years. The examples of typical environments (according to DSTU ISO 12944-2:2019) where the obtained coatings may be used are urban and industrial environments, with moderate pollution of sulphur dioxide, and coastal regions with low total salt content.

In case of partial replacement of barium sulphate by the waste of phase composition Zn_{0.5}Mn_{0.5}Fe₂O₄ (sample No.7), one can generally observe the increased corrosion resistance of the coating. Using such waste actually results in the increase of average coating delamination from 7.5 to 8.5 mm, which is 14 % more as compared to the reference composition. However, the average width of metal corrosion is reduced by 29 % from 5.5 to 3.9 mm. This could be due to formation of

a passive film on the steel surface because of introduction of the said waste, with a respective slowdown in the anode process of electrochemical corrosion. The category of corrosion corresponds to class *C4 (high)*, with the middle class of *durability (M)* from 7 to 15 years ensured. The examples of typical environments where the obtained coatings may be used are industrial and coastal regions with moderate total salt content.

A similar situation is also observed after introduction of $ZnFe_2O_4$ (sample No.2) to the coating system – as compared to the reference composition, the average coating delamination is increased from 7.5 to 9.8 mm, but the average width of metal corrosion is reduced at the same time by 37 % and reaches 3.5 mm. Corrosion resistance corresponds to class *C4 (high)*, with the medium class of *durability (M)* ensured from 7 to 15 years.

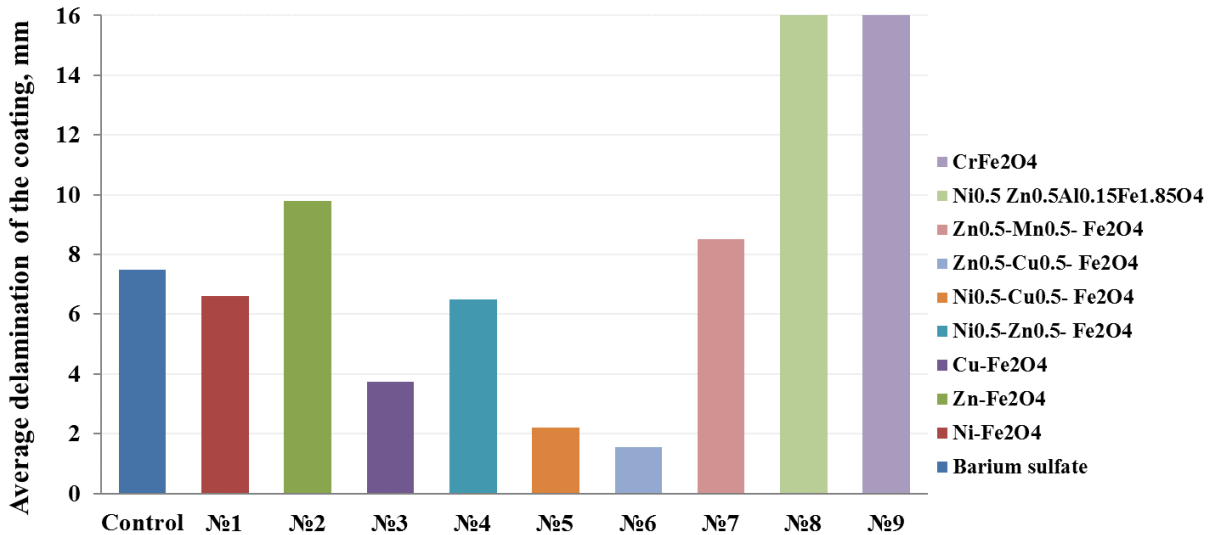


Fig. 1. Average width of coating delamination

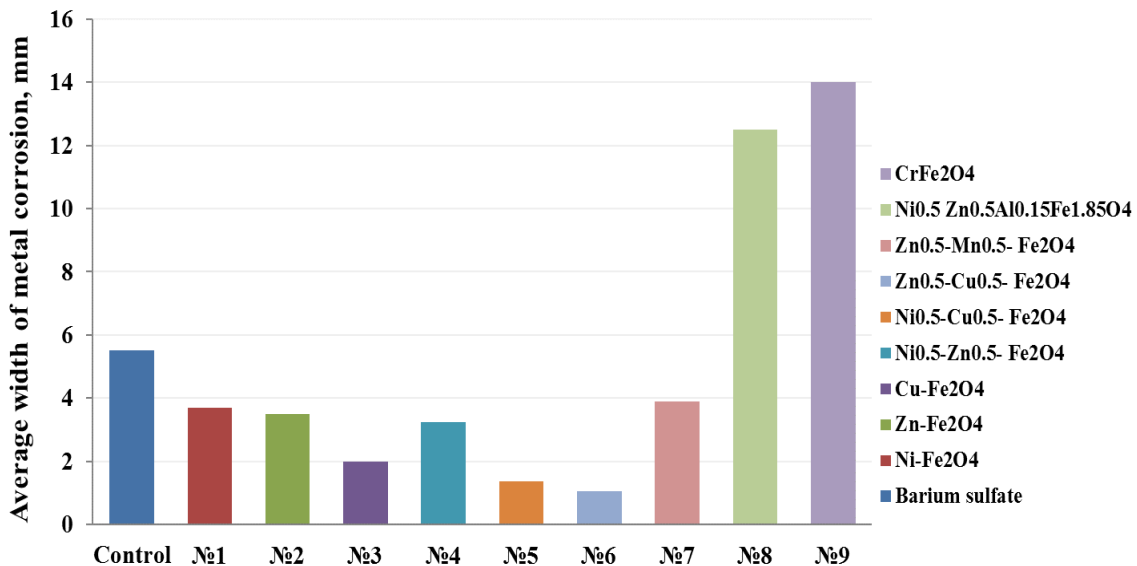


Fig. 2. Average width of metal corrosion

Introduction of the obtained waste $NiFe_2O_4$ (sample No. 1) also contributes to the increase in the corrosion resistance of the powder coating. Thus, the average width of coating delamination is reduced by 12 % and reaches 6.6 mm, with the average width of metal corrosion of 3.7 mm, which is 33% less if compared to the reference composition. The corrosion category corresponds to class *C4 (high)*, with the medium class of *durability (M)* ensured from 7 to 15 years.

A similar result is demonstrated when using such waste as $Ni_{0.5}Zn_{0.5}Fe_2O_4$ (sample No.4) in the powder paint, which contributes both to the reduction of the average width of coating delamination up to 6.5 mm and the width of metal corrosion expansion up to 3.25 mm as compared to the reference composition. The category of corrosion durability corresponds to class C4 (high), with the medium class of durability (M) ensured from 7 to 15 years.

In its turn, introduction of such wastes as $Ni_{0.5}Zn_{0.5}Al_{0.15}Fe_{1.85}O_4$ (sample No. 8) and $CrFe_2O_4$ (composition No. 9) is not effective, as evidenced by the essential reduction in the corrosion resistance of the coating due to 100%-delamination of the tested coatings from the substrate surface, and by the increased metal corrosion up to 12...14.5 mm as compared to the reference composition. The category of corrosion durability of the coating corresponds to class C1 (very low). As a result, the examples of typical environments where it is allowed to apply powder coatings with the use of such wastes as $Ni_{0.5}Zn_{0.5}Al_{0.15}Fe_{1.85}O_4$ (sample No. 8) and $CrFe_2O_4$ (sample No. 9) according to the regulatory document are the inside of a building, where they are not exposed to the outside environment.

Such waste as $CuFe_2O_4$ (sample No.3) introduced to the powder paint is effective. Thus, its use contributes to the reduction of the average width of coating delamination from 7.5 mm (reference composition) to 3.75 mm, as well as the average width of metal corrosion expansion from 5.5 mm (reference composition) to 2 mm. The category of corrosion resistance corresponds to class C4 (high), with the high class of durability (H) ensured from 15 to 25 years.

Such wastes as $Ni_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$ (sample No. 5) and $Zn_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$ (sample No. 6) are the most effective in order to increase corrosion resistance of the power coating. In case of introduction of $Ni_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$, the average width of coating delamination reduced by 71 % as compared to the reference composition from 7.5 to 2.2 mm, and the average width of metal corrosion expansion reduced by 75 % – from 5.5 to 1.35 mm. When $Zn_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$ was used as a filler, the average width of the coating delamination reduced by 79 % to 1.55 mm, and the average width of metal corrosion expansion reduced by 80 % to 1.05 mm. The category of corrosion resistance of coatings corresponds to class C4 (high), with the high class of durability (H) ensured from 15 to 25 years.

Conclusion. As a result of the research, the use of galvanic ferritization waste in general contributes to increasing the corrosion resistance of the coating. The efficiency of their use depends on the chemical composition of ferritization waste. Among the studied samples, the most effective is the introduction of waste in the form of $Ni_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$ and $Zn_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$ into the composition of powder systems, which helps to reduce the width of coating peeling by 65...79 %, as well as the width of metal corrosion by 75...80 % compared to the control composition. Powder coating systems were obtained using ferritization waste, the category of corrosion resistance of which corresponds to class C4 (high) with a high durability class (H) from 15 to 25 years. The least effective among the studied samples is the use of waste in the form of $Ni_{0.5}Zn_{0.5}Al_{0.15}Fe_{1.85}O_4$ and $CrFe_2O_4$ due to a significant decrease in the corrosion resistance of the powder coating.

References

- [1] M.S. Lemeshev, O.V. Hristych, O.V. Berezyuk, "Complex processing of technogenic wastes of the chemical industry and metalworking industries", *Materials of the 11th International scientific and practical conference "Actual demands of vedy - 2015"*, Praha: Education and Science, 2015, Díl 7, pp. 60-62.
- [2] Zakon Ukraïni «Pro vidhodi», no 187/98 vid 05.03.1998. [Online]. Available: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/187/98-%D0%B2%D1%80#Text>.
- [3] A.M. Kasimov, A.M. Semenov, N.G. Scherban, V.V. Myasoedov, *Promyshlennyye othodyi. Problemyi i resheniya. Tehnologii i oborudovanie*, Uchebnoe posobie; pod red. A.M. Kasimova. Harkov: HNAMG, 2007.

- [4] M. Ramezani, M. Enayati, A. Ghorbani, "A study of different strategical views into heavy metal (oid) removal in the environment", *Arabian Journal of Geosciences*, vol. 14(21), 2225, 2021.
- [5] Q. Liu, D. Pan, T. Ding, M. Ye, F. He, "Clean & environmentally friendly regeneration of Fe-surface cleaning pickling solutions", *Green Chemistry*, vol. 22(24), pp. 8728-8733, 2020.
- [6] A.M. Tugay, G.M. Kochetova, D.M. Samchenko, "Vivchennya stiykosti vidhodiv ochischennya stichnih vod, yaki mistyat spoluki midi", *Problemi vodopostachannya, vodovIdvedennya ta gIdravIlki*, vol. 20, pp. 66-70, 2012.
- [7] O.M. Bozhenko, Yu.A. Omelchuk, M.D. Gomelya, "Otrimannya visokoselektivnih sorbentIv dlya viluchennya midi Iz vod sistem oholodzhennya AES", *ZbIrnik naukovih prats SNUYaEtaP*, Vip. 4(32), pp. 148-154, 2009.
- [8] G. Kochetov, D. Samchenko, D. Derecha, O. Lastivka, "Determining the rational parameters for processing spent etching solutions by ferritization using alternating magnetic fields", *Eastern-European Journal of Enterprise Technologiethis link is disabled*, 3(10-117), pp. 21-28, 2022.
- [9] G. Kochetov, T. Prikhna, D. Samchenko, O. Prysiashna, M. Monastyrov., V. Moshchil, A. Mamalis, "Resource-efficient ferritization treatment for concentrated wastewater from electroplating production with aftertreatment by nanosorbents", *Nanotechnology Perceptions*, vol. 17, pp. 9-18, 2021.
- [10] D.S. Richart, "Powder Coating – Past, Present and Future", *A Review of the State of the Art, Powder Coating*, 1990, pp. 16-24.
- [11] V.E. Spyrou, *Powder Coatings – Chemistry and Technology*, European Coatings Tech Files, 3rd, 2004.
- [12] N. Liberto, *Powder Coating: The Complete Finisher's Handbook*, 4th Edition, Powder Coating Institute, 2012.
- [13] S. Paul, J. Willey, S. Sons, *Surface Coatings: Science and Technology*, 2nd Edition, 1985.
- [14] D. Richart, *Industr. Paint & Powder*, Powder R&D Section Fall, 1999.
- [15] V. Gots, O. Lastivka, O. Tomin, O. Kovalchuk, "Influence of Film-Forming Components on the Corrosion Resistance of Powder Coating", *Materials Science Forum*, vol. 968, pp. 143-152, 2019.
- [16] V.I. Gots, O.V. Lastivka, O.O. Tomin, S.A. Tymoshenko, "Fillers for modification of polyester powder coating", *Materials Science and Engineering, Innovative Technology in Architecture and Design*, 6, pp. 1-7, 2020.

**КОРОЗИЙНА СТІЙКІСТЬ ПОРОШКОВИХ ЛАКОФАРБОВИХ МАТЕРІАЛІВ
З ВИКОРИСТАННЯ ФЕРИТИЗОВАНИХ ПРОМИСЛОВИХ ВІДХОДІВ**

¹Гоц В.І., д.т.н., професор,
Gots.volodymyr@gmail.com, ORCID: 0000-0001-7103-1234

¹Кочетов Г.М., д.т.н., професор,
gkochetov@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0041-7335

¹Ластівка О.В., к.т.н. доцент,
oles.lastivka@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7499-4744

¹Самченко Д.М., к.т.н., с.н.с.,
sama30071988@gmail.com, ORCID: 0000-0003-3305-8180

¹Мегеть В.С., аспірант,
ss9164669@gmail.com, ORCID: 0000-0002-2830-9419

¹Київський національний університет будівництва і архітектури
пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, 03037, Україна

Анотація. Розглянуто перспективи підвищення корозійної стійкості порошкових лакофарбових матеріалів в результаті залучення до їх складу продуктів феритизаційної переробки відходів гальванічного виробництва. Показано результати впливу цих відходів на формування корозійної стійкості покриттів на основі порошкових фарб.

Виявлено, що введення отриманих відходів феритизаційної очистки до складу порошкових лакофарбових систем по різному впливають на формування корозійної стійкості покриття. Порошкове покриття з використанням наповнювача у вигляді сульфату барію протягом 480 годин витримки в камері сольового туману характеризується відшаруванням покриття на рівні 7,5 мм. Середня ширина корозії металу становить 5,5 мм. Категорія корозійної стійкості покриття відповідає класу С3 (середній) при забезпеченні середнього класу довговічності (М) від 7-ми до 15-ти років. Прикладами типового середовища (згідно ДСТУ ISO 12944-2:2019) де можуть експлуатуватись отримані покриття є міська та промислова атмосфера, помірне забруднення діоксидом сірки, прибережні райони з низькою солоністю.

Використання гальванічних відходів у цілому сприяє підвищенню корозійної стійкості порошкового покриття. Ефективність їх використання залежить від хімічного складу відходів феритизації. Серед досліджуваних зразків найбільш ефективним є введення відходів у вигляді $Ni_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$, та $Zn_{0.5}Cu_{0.5}Fe_2O_4$ до складу порошкових систем, що сприяє зниженню ширини відшарування покриття на 65...79 %, а також ширини корозії металу на 75...80 % порівняно з контрольним складом

Найменш ефективним серед досліджуваних зразків є застосування відходів у вигляді $Ni_{0.5}Zn_{0.5}Al_{0.15}Fe_{1.85}O_4$ та $CrFe_2O_4$ з огляду на зниженням корозійної стійкості порошкового покриття.

Отримано порошкові лакофарбові системи з використанням відходів феритизаційної очистки стічних вод, категорія корозійної стійкості яких відповідає класу С4 (високий) при забезпеченні високому класу довговічності (Н) від 15-ти до 25-ти років. В загальному, використання відходів феритизаційної очистки, забезпечує кращу корозійну стійкість покриттів порівняно з традиційними системами на основі сульфату барію, що в свою чергу дає підставу розглядати такі системи як альтернативу для захисту від корозії будівельних металевих виробів та конструкцій.

Ключові слова: порошкова фарба, покриття, корозія металу, гальванічні відходи, феритизація.

Стаття надійшла до редакції 17.04.2023

**УПРАВЛІННЯ ПРОЦЕСАМИ СТРУКТУРОУТВОРЕННЯ ШЛАКОЛУЖНИХ
ЦЕМЕНТІВ, АКТИВОВАНИХ СИЛКАТАМИ НАТРІЮ**

¹**Кривенко П.В.**, д.т.н., професор,
pavlo.kryvenko@gmail.com, ORCID: 0000-0001-7697-2437

¹**Гелевера О.Г.**, к.т.н., доцент,
a-gelevera@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6285-9780

¹**Руденко І.І.**, д.т.н., професор,
igor.i.rudenko@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5716-8259

¹**Константиновський О.П.**, к.т.н., доцент,
alexandrkp@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7936-5699

¹*Київський національний університет будівництва та архітектури
пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, 03037, Україна*

Анотація. У статті розглянуто підходи до формування складу шлаколуужних цементів при використанні в якості лужного компонента високомодульного розчинного скла, представленого товарним продуктом у вигляді рідини. Метою даної роботи було дослідження впливу модифікуючих добавок, силікатного модуля гідросилікатів натрію та режимів технології на процеси структуроутворення штучного цементного каменю для ефективного управління строками тужавлення, власними деформаціями усадки та досягнення високої міцності на стиск (≥ 80 МПа у нормативному віці 28 діб і ≥ 20 МПа через 3 години твердіння у нормальних умовах). У результаті виконаних досліджень встановлено позитивний вплив від використання добавки гліцерину у складі комплексної добавки на формування структури та властивостей штучного каменя. Відмічено, що використання досліджених модифікуючих добавок сприяє підвищенню ступеню гідратації шлаку, формуванню поряд з гідросилікатними сполуками ксерогелевих структур та целітоподібних сполук, які відкладаються на гідросилікатній основі матриці у вигляді блоків-агрегатів та підвищують загальний об'єм структуроутворюючих одиниць. Встановлено позитивний синергетичний ефект від використання гліцерину у якості додаткового модифікуючого компонента комплексної добавки "тринатрійфосфат + гліцерин" для управління строками тужавлення у шлаколуужних цементах на основі високомодульних розчинних стекел. Це дозволило розширити строки початку тужавлення шлаколуужних цементів при використанні розчинних високомодульних стекел з 3...5 хв. до значень 26...83 хв. Отримані цементи з міцністю на стиск через 3 години 16,7...23,1 МПа, через 1 добу 34,1...38,2 МПа, через 28 діб 86,2...117,1 МПа при прийнятних строках початку тужавлення. Тепловиділення таких цементів через 72 години, незважаючи на їх високу активність, складає всього 150...180 Дж/г, що в 1,7...2 рази менше, ніж у швидкотверднучого портландцементу марки 600 і у 2...2,4 рази нижче, ніж у глиноземного цементу. Власні деформації усадки складів з модифікуючими добавками на момент стабілізації дорівнювали 0,5...0,6 мм/м.

Ключові слова: структуроутворення, строки тужавлення, лужна активація, розчинне високомодульне скло, власні деформації усадки.

Вступ. У світовій будівельній практиці все більше зростає потреба у високоміцних бетонах з інтенсивним набором міцності у ранні строки. Це зумовлено постійним підвищенням вимог до фізико-механічних та експлуатаційних характеристик бетонів та прагненням до скорочення термінів будівництва.

З цієї точки зору все більше зростає інтерес до лужноактивованих цементів, що обумовлено комплексом особливих властивостей, зокрема, високою міцністю і довговічністю штучного отриманого каменю, які перевершують традиційні цементи [1-7].

А цементі, виготовлені з використанням розчинного скла як лужного компоненту, заслуговують особливої уваги у зв'язку з їх здатністю при правильному виборі параметрів технологічного процесу і композиційного складу демонструвати високу міцність і швидкий набір міцності при збереженні високих експлуатаційних властивостей [3, 4]. Окрім того, це особливо актуально і з точки зору захисту та будівництва об'єктів критичної інфраструктури країни, там де необхідні високі гарантії захисту, непроникності та довговічності.

Але проблемою ефективного використання в'язучих цементних композицій, активованих розчинними високомодульними силікатами натрію, і максимальної реалізації їх спеціальних властивостей є, у першу чергу, короткі строки тужавлення.

Тому метою даної роботи було дослідження впливу модифікуючих добавок, силікатного модуля гідросилікатів натрію та режимів технології на процеси структуроутворення штучного цементного каменю для ефективного управління строками тужавлення, власними деформаціями усадки та досягнення високої міцності на стиск (≥ 80 МПа у нормативному віці 28 діб і ≥ 20 МПа через 3 години твердіння у нормальних умовах) і строків початку тужавлення не менше 15 хв., що допускається для супершвидкотверднучих систем.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Враховуючи, що взаємодія силікатів кальцію клінкера з лужними компонентами у вигляді розчинних силікатів натрію характеризується активною коагуляцією [8], виникає необхідність пошуку і використання модифікуючих добавок з уповільнюючим ефектом, стійких до дії високолужного середовища. Авторами [9, 10] у якості уповільнювачів тужавлення запропоновано використання добавки KF. Показано, що ефективність добавки підвищується по мірі зростання силікатного модуля розчинного скла і зменшенню його середньої густини. Але широкому використанню добавки KF перешкоджає її відносно висока ціна і токсичність. Відомі спроби регулювання строків тужавлення в'язучих систем на основі клінкерних цементів, шлаків та високомодульних стекел введенням добавки тринатрйфосфату натрію (далі по тексту ТНФ) до розчинного скла [11]. Але через відносно невисоку розчинність ТНФ і високу хімічну активність шлаколужних цементів тієї кількості ТНФ, що розчинялась, було не завжди достатньо для забезпечення технологічно прийнятних строків тужавлення.

Триатомний поліол (гліцерин) застосовувався як модифікатор гідрату силікату натрію у якості, так званої, зшиваючої добавки для ксерогелевих структур гідрату силікату натрію з підвищеною міцністю і водостійкістю. Крім того, відомо, що гліцерин прискорює гідратацію шлаку у присутності гідрату силікату натрію з утворенням додаткових структурних швів у цементному камені [12]. Це визначає підвищену міцність цементної матриці при згинальних навантаженнях. Застосування гліцерину як модифікатора дозволило запропонувати систему "шлак – гідрат силікату натрію – гліцерин" для розчинів та бетонів, призначених для швидкого відновлення різних бетонних поверхонь [12]. Проте автори не розглядали вплив цього модифікатора на структуроутворення лужно-активованих цементів, а лише констатували високі експлуатаційні властивості розчинів та бетонів на їх основі.

Використання інших традиційних добавок-уповільнювачів тужавлення – етилсиліконату натрію, ЛСТ, УПБ, ГКЖ, бурі, кератину, етилгідридсеквіоксану та ін. [13] малоефективне або зовсім неефективне через високу лужність середовища лужно-активованих цементів. Утворення захисних адсорбційних плівок та оболонок на поверхні частинок цементу у таких умовах неможливе. Зниження ефективності добавок викликано ще й природою аніонної складової лужного компоненту. Збільшення силікатного модуля скла викликає збільшення концентрації груп SiO_3^{2-} у розчині, що визначає збільшення концентрації протонів H^+ [14], а це веде до значної зміни структури добавок. Таким чином, варіант використання високомодульних розчинних стекел як лужного компонента є найбільш проблематичним з точки зору термінів тужавлення. Тому розробка ефективних методів регулювання термінами тужавлення лужно-активованих цементів на основі високомодульних розчинних стекел залишається задачею актуальною.

Мета та завдання роботи – дослідження процесів структуроутворення і визначення шляхів направленою керування ними для підвищення ранньої міцності шлаколузних цементів, активованих силікатами натрію.

Виходячи з аналізу літературних джерел і теоретичних передумов, мета дослідження полягала у підвищенні ранньої міцності шлаколузних цементів, що може бути реалізовано при використанні силікатів натрію, але за умови вирішення задач направленою процесу структуроутворення та ефективного управління термінами тужавлення таких в'язучих систем.

Матеріали та методики досліджень. Як алюмосилікатний компонент використовували мелені гранульовані доменні шлаки різного хімічного складу. Характеристики шлаків представлені у табл. 1. Питома поверхня шлаків становила 4420...4500 см²/г за Блейном.

Таблиця 1 – Характеристика шлаку, використаного у дослідженнях

Шлак	Вміст оксидів, % мас.							в.п.п.	M _o
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	FeO	SO ₃	Na ₂ O		
Шлак №1	32,13	11,48	50,27	1,14	0,4	1,8	0,77	1,30	1,18
Шлак №2	37,5	9,52	34,9	11,2	2,2	0,66	–	2,51	1,01

Як лужні компоненти використовувалися розчинні високомодульні силікати натрію (M_c=2,6 і M_c=3,0 з p = 1,4 г/мл) та розчин метасилікату натрію з p = 1,25 г/мл.

Відповідно до [14-17], сіль Na₃PO₄·12H₂O (тринаїтрифосфат – далі за текстом ТНФ) була використана як модифікатор для підвищення стійкості натрієвих гідратів силікату до коагуляції при взаємодії зі шлаком (цементом) і, таким чином, для сповільнення тужавлення досліджуваних цементних композицій. Вміст солі визначали експериментально, доки не досягалися прийнятні терміни початку тужавлення не менше 15...20 хв. для цементів з високою ранньою міцністю [18], які визначались за методом EN 196-3. Цю сіль попередньо розчиняли у розчині високомодульного силікату натрію у кількості 10% від маси скла з подальшим доведенням отриманого однорідного розчину до середньої густини 1,4 г/мл.

За результатами попередніх досліджень модифікуючим агентом була обрана добавка гліцерину, яка здатна підсилювати дію ТНФ у напрямку управління термінами тужавлення та впливати на структуроутворення цементного каменю. З іншого боку, так як гліцерин, це поліфункціональна органічна сполука, яка здатна зв'язувати поверхневі групи кремнекисневих олігомерів за допомогою водневих зв'язків шляхом зшивки молекул кремнієвої кислоти, тому за рахунок цього він здатний принагідно також покращувати міцність на згин та еластичність затверділого бетону [19]. Добавка гліцерину вводилася у розчин розчинного скла, що містить ТНФ, і перемішувалась з ним. Отриманою сумішшю замішували цементи.

Портландцемент ПЦ І-500 (СЕМ І 42,5) використовувався як модифікуючи добавка для регулювання швидкості набору міцності шлаколузних цементів.

Приготування тіста та цементно-піщаних розчинів здійснювали у стандартному змішувачі типу Хобарт. Як дрібний заповнювач у цементно-піщаних розчинах використовували стандартний пісок Гусарівського родовища.

Міцність цементів визначали відповідно до EN 196-1 на зразках-балочках складу 1:3 (цемент : пісок) розміром 4×4×16 см. Відношення об'єму розчинного силікату до маси цементу (далі Р/Ц) при приготуванні цементно-піщаних розчинів підбирали експериментально, щоб величина діаметру розпливу, виміряна на стандартному струшуючому столику, становила 106...115 мм.

Умови затвердіння зразків для визначення міцності були наступними: після виготовлення та до 3 діб – відносна вологість φ = 95...100%, t = 20±2°C. А після 3 діб і до моменту випробувань зразки витримувалися у воді.

Дослідження мікроструктури цементного каменю виконувалося за допомогою растрового скануючого електронного мікроскопа PEMA 102-02.

Калориметрія гідратації у поєднанні з кінетикою твердіння цементу дозволяє достатньою мірою охарактеризувати початкові процеси структуроутворення з точки зору простоти виробництва та застосування, міцності, напружено-деформованого стану розчинів та бетонів [20-25]. Тепловиділення гідратованих цементних композицій визначалося напівдіабатичним (термосним) методом відповідно до ДСТУ Б В.2.7-289:2011 (EN 196-9:2010, MOD) за допомогою калориметра власної конструкції, принципова схема якого представлена на рис. 1.

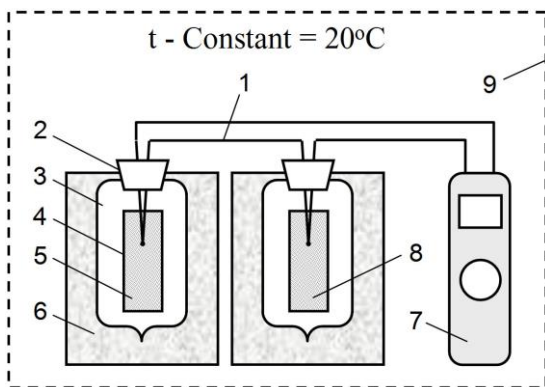


Рис. 1. Схема установки для визначення теплоти гідратації цементу термосним методом:
 1 – диференційна термопара; 2 – пробка;
 3 – посудина Дюара; 4 – посудина для цементного тіста або розчину; 5 – цементне тісто або цементно-піщаний розчин; 6 – теплоізоляція;
 7 – прилад для електронного запису показників із заданою періодичністю; 8 – модель цементного тіста; 9 – замкнутий об'єм (термостат) з термостабілізованою температурою

Власні деформації усадки вимірювали відповідно до методу, описаного в [26]. Зразки складу 1:3 (цемент: пісок) нормальної консистенції залишали тверднути у формах на 48 год., а потім ще на 5 діб. у воді. Базовий (нульовий) замір фіксувався на 8 добу. Після цього зразки зберігалися в ексикаторі до моменту випробувань над перенасиченим розчином поташу, який забезпечував відносну вологість близько 65% при $t = 20 \pm 2^\circ\text{C}$.

Для визначення водостійкості було випробувано два комплекти зразків лужно-активованих цементів віком 28 днів. Перший комплект твердів у нормальних умовах ($t = 20 \pm 2^\circ\text{C}$, $W = 95 \pm 5\%$), а потім визначали міцність на стиск. Другий комплект був попередньо насичений водою. Коефіцієнт водостійкості визначали як відношення середньої міцності водонасичених зразків до зразків нормального твердіння.

Результати досліджень. *Строки тужавлення шлаколужних цементів.* На першому етапі було досліджено вплив модифікуючих добавок і силікатного модуля силікатів натрію на строки тужавлення та технологічні й фізико-механічні характеристики зразків з цементного тіста нормальної густини. Прийняті для проведення досліджень цементні композиції та їх характеристики наведені у табл. 2.

Як видно з табл. 2, збільшення модуля скла, за умови регулювання строків тужавлення до прийнятних значень, веде до зростання ранньої початкової міцності цементного каменю. І якщо склади на метасилікаті натрію особливо не потребують регулювання строків тужавлення – початок тужавлення 25...39 хв. (склади 1...5), то склади на високомодульних стеклах з $M_c = 2,6...3,0$ без добавки ТНФ до використання практично непридатні – початок тужавлення складає 3...5 хв. Добавка ТНФ дозволяє отримати строки початку тужавлення у межах 17...28 хв. (склади 6, 9, 11, 16), а додаткове введення гліцерину дозволяє розширити цей діапазон до 28...83 хв. (склади 7, 8, 10, 12, 13, 17).

Введення підвищеної кількості гліцерину до 6% (склад 14) дозволяє збільшити строки початку тужавлення з 32 хв. до 83 хв., але призводить до суттєвого зменшення швидкості набору міцності у ранні строки (табл. 2, поз. 14 і 15), хоча на 28 добу міцність таких композицій вирівнюється і навіть дещо перевищує міцність композицій без добавки гліцерину.

Як видно з табл. 2, збільшення модуля скла з $M_c = 1$ до $M_c = 2,6...3$, за умови регулювання строків тужавлення до прийнятних значень, веде до зростання ранньої початкової міцності цементного каменю.

Введення добавки портландцементу ПЦ I-500 у кількості 1,5...3% дозволяє компенсувати деяке падіння міцності у ранні строки при введенні добавки гліцерину.

Таблиця 2 – Фізико-хімічні характеристики цементних паст

№ з/п	Склад цементної композиції, % мас.					ТНГ, %	Технологічні та фізико-механічні характеристики (зразки розміром 2×2×2 см з ТНГ)						
	шлак		добавки, %				строки тужавлення, хв.		міцність на стиск, МПа, через				
	тип	кількість	гліцерин	ЛСТ	ПЦ		поч.	кін.	3 год.	1 добу	3 доби	7 діб	28 діб
Лужний компонент – розчин матасилікату натрію, $M_c = 1$, $\rho = 1,25$ г/мл													
1	№1	100	–	–	–	19,1	28	44	4,7	33,7	55,1	76,3	91,3
2		100	–	0,5	–	19,0	30	39	5,1	32,0	58,8	76,7	96,6
3		100	–	0,5	1,5	19,5	25	30	15,9	48,8	66,3	82,9	98,8
4	№2	100	–	–	–	19,0	39	54	2,9	12,6	33,6	58,9	82,1
5		100	–	0,5	3,0	19,2	35	40	4,8	32,4	48,1	68,0	93,7
Лужний компонент – розчинне скло з добавкою 10% ТНФ, $M_c = 2,6$, $\rho = 1,4$ г/мл													
6	№1	100	–	–	–	27,0	17	20	22,5	36,5	56,9	71,5	88,1
7		100	2	–	–	26,8	28	31	16,9	30,1	46,4	78,8	103,3
8		100	2	–	1,5	28,0	26	29	19,7	34,1	48,4	80,8	107,3
9	№2	100	–	–	–	27,0	24	31	6,8	10,5	35,2	60,6	87,1
10		100	2	–	3,0	28,0	37	49	9,5	27,1	46,0	73,6	101,2
Лужний компонент – розчинне скло з добавкою 10% ТНФ, $M_c = 3,0$, $\rho = 1,4$ г/мл													
11	№1	100	–	–	–	27,0	19	23	20,3	38,5	59,4	75,2	89,4
12		100	2	–	–	26,9	32	37	16,7	29,8	47,8	79,4	106,3
13		100	2	–	1,5	28,1	30	35	18,7	34,3	49,8	80,4	111,3
14		100	6	–	–	26,5	83	110	–	12,5	35,9	55,6	90,1
15		100	6	–	1,5	26,3	72	81	6,3	20,3	44,0	66,1	96,8
16	№2	100	–	–	–	27,3	28	35	6,5	10,0	35,1	60,0	86,2
17		100	2	–	3,0	28,5	44	56	9,0	26,8	45,5	73,1	109,1

Примітки:

1. Шлак №1 – $M_o = 1,18$; шлак №2 – $M_o = 1,01$.
2. Добавки дозувалися понад 100%.
3. Початок тужавлення складів № 6, 11 при використанні розчинного високомодульного скла з $M_c = 2,6$ і $M_c = 3,0$ без будь яких добавок складає 3...5 хв.
4. ЛСТ – лігносульфонат технічний натрієвий, ПЦ – портландцемент ПЦ I-500.

Зменшення M_o шлаку призводить до зниження міцності на усіх етапах твердіння і в усіх складах, але при цьому зростають строки початку тужавлення композицій.

Далі була перевірена дія комплексної добавки "ТНФ + гліцерин" на строки тужавлення. Результати представлені на рис. 2, з якого видно, що тільки гліцерин, навіть у доволі значній кількості, мало впливає на збільшення терміни тужавлення – вони короткі. Дещо кращі результати з розчинним склом, яке містить добавку тринатрійфосфату. І тільки комплексна добавка "гліцерин + ТНФ", як регулятор термінів тужавлення, діє більш результативно, очевидно за рахунок синергетичного ефекту. У даному випадку використовувалися два розчини розчинного скла з середньою густиною 1,4 г/мл і $M_c=3,0$ із вмістом в них 5% і 10% тринатрійфосфату, до яких додавався гліцерин у різних співвідношеннях.

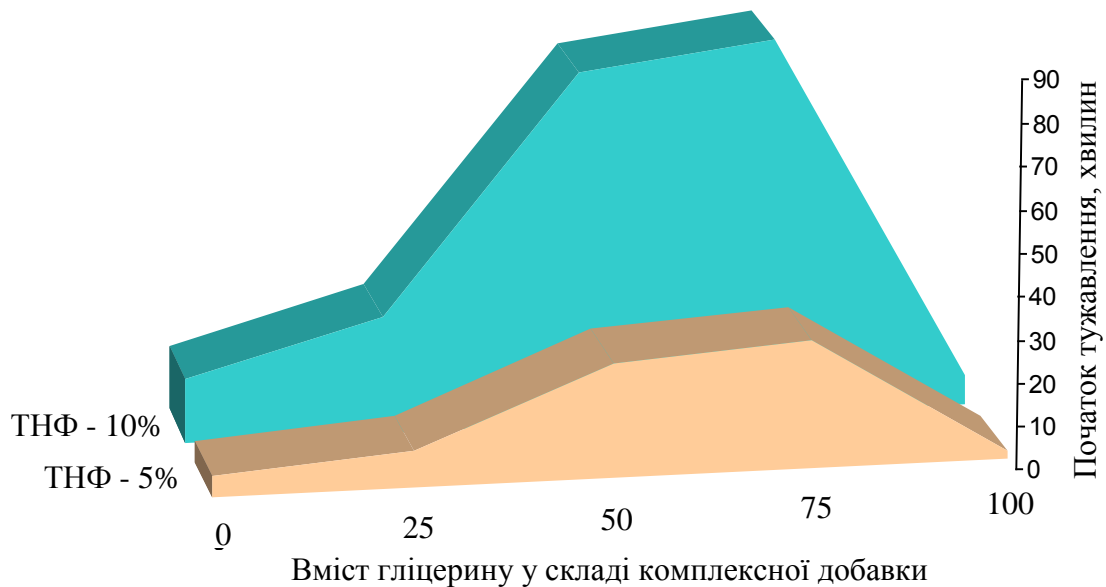


Рис. 2. Вплив складу комплексної добавки "ТНФ + гліцерин" на строки тужавлення лужного портландцементу на основі розчинного високомодульного скла ($\rho=1,4$ г/мл, $M_c=3,0$)

Таким чином, результатом, який забезпечує строки початку тужавлення 25...30 хвилин є співвідношення "гліцерин : ТНФ" як 1:3 з вмістом у розчинному склі 10% ТНФ (рис. 2).

Тепловиділення. Відомо [26, 27], що калориметрія процесів гідратації та тверднення цементних систем, знаходиться у тісному взаємозв'язку з кінетикою процесів їх структуроутворення. Це послужило основою вибору даного методу у дослідженнях, як одного з найбільш розповсюджених та достовірних прийомів визначення впливу добавок-модифікаторів на початкові процеси структуроутворення.

Результати проведених досліджень представлені на рис. 3.

Аналіз процесів твердіння та набору міцності базових цементних композицій №6 і №11 (без органічних модифікаторів) показує наявність невеликих теплових ефектів одразу після отримання паст, які характерні для змочування шлакових зерен і початку їх гідратації.

Характер тепловиділення композицій на основі скла з $M_c = 2,6$ і $M_c = 3,0$ якісно практично однаковий (комп. №6 і №11). Кількісно тепловиділення складу №11 дещо нижче. Це вірогідно пов'язано з підвищеним ступенем заполімеризованості кремнію у склі з $M_c=3,0$ та пониженням його активності, що забезпечує уповільнення початку тужавлення такої композиції, яке при використанні розчинного скла з $M_c=3,0$ починається через 20 хв. у порівнянні з 17 хв. для композиції на розчинному склі з $M_c=2,6$.

Аналіз процесів твердіння та набору міцності базових цементних композицій №6 і №11 (без органічних модифікаторів) показує наявність невеликих теплових ефектів одразу після отримання паст, які характерні для змочування шлакових зерен і початку їх гідратації.

Відмічено, що для композиції №11 з використанням рідкого скла з підвищеним силікатним модулем ($M_c=3,0$) у порівнянні з композицією №6 (рідке скло з $M_c=2,6$) має місце деякий індукційний період перед початком тужавлення та формування основних початкових гідратних структур. Це вірогідно пов'язано з підвищеним ступенем заполімеризованості кремнію у склі з $M_c=3,0$ та пониженням його активності, що забезпечує уповільнення початку тужавлення такої композиції, який при використанні розчинного скла з $M_c=3,0$ починається через 19 хв. у порівнянні з 17 хв. для композиції на рідкому склі з $M_c=2,6$.

Подальший розвиток структуроутворюючих процесів таких композицій практично однаковий до проявлення основного екзо ефекту (через 5...7 год.) з деяким відставанням у часі для композиції на рідкому склі з $M_c=3,0$.

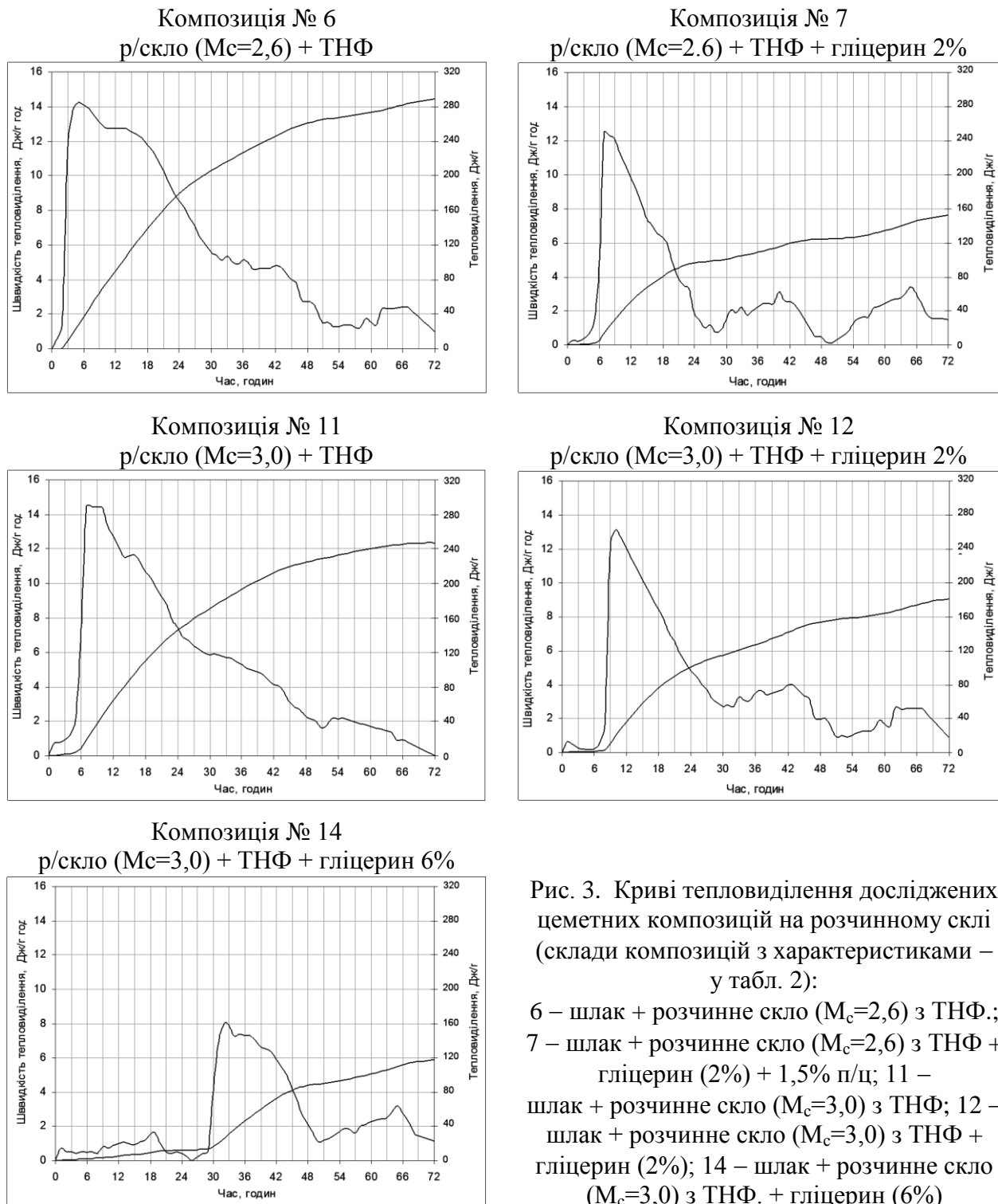


Рис. 3. Криві тепловиділення досліджених цементних композицій на розчинному склі (склади композицій з характеристиками – у табл. 2):

6 – шлак + розчинне скло ($M_c=2,6$) з ТНФ.;
 7 – шлак + розчинне скло ($M_c=2,6$) з ТНФ + гліцерин (2%) + 1,5% п/ц; 11 –
 шлак + розчинне скло ($M_c=3,0$) з ТНФ; 12 –
 шлак + розчинне скло ($M_c=3,0$) з ТНФ + гліцерин (2%); 14 – шлак + розчинне скло ($M_c=3,0$) з ТНФ. + гліцерин (6%)

Після досягнення максимуму тепловиділення його зниження при використанні скла з $M_c=3,0$ носить більше крутий характер, що позначає інтенсифікацію процесів упорядкування структуроутворюючих сполук та формування структур підвищеної міцності, як на 1 добу твердіння, так і послідовного відносного її нарощування. При цьому цементна композиція на склі з $M_c=2,6$ за 3 добу твердіння характеризується максимальним значенням питомого тепловиділення 288 Дж/г у порівнянні з цементом на рідкому склі з $M_c=3,0$, характеристика якого позначена значенням 244 Дж/г. Це вірогідно пов'язано з наявністю у склі з $M_c=3,0$ підвищеного вмісту кремнекисневих структур зі ступенем зв'язаності Q^4 , які не приймають участі у реакціях структуроутворення, а являють собою самостійні полімерні структури цементного каменя.

Введення в якості модифікатора гліцерину сприяє деякій пластифікації цементних паст (склади №7 та №12), а також уповільненню початку тужавлення до 28 хв. та 32 хв. відповідно при використанні скла з $M_c=2,6$ та $M_c=3,0$. Це узгоджується з наявністю відповідних індукційних періодів на початкових стадіях гідратації цементних композицій зі зміною швидкості (зсув у часі) та характеру розвитку теплових ефектів (рис. 3). Це може бути пояснене дисоційованим станом кремнієвої кислоти на початковому етапі структуроутворення у присутності гліцерину, і полімеризацією кремнекисневих аніонів пізніше у період агломерації гідратів силікатів кальцію.

Подальший розвиток формування міцності розглянутих композицій супроводжується різким підвищенням інтенсивності її прирощення з досягненням у віці 7 діб міцності при стиску 78,8...79,4 МПа, а у віці 28 діб – 103,3...106,3 МПа (табл. 2, склади №7 та №12).

Цікавим є результат уведення до цементної композиції на розчинному склі з $M_c=3,0$ підвищеної кількості гліцерину (табл. 2, склад №14). Це забезпечує уповільнення строків початку тужавлення до 83 хв. Однак це супроводжується також і зниженням інтенсивності набору міцності штучного каменя з досягненням на 1-у добу значення $R_{ct} = 12,5$ МПа. Відмічено, що для даної композиції має місце інтенсифікація розвитку міцності після 7 доби, що супроводжується досягненням на 28-у добу міцності при стиску 90,1 МПа. Тобто, цей показник дещо перевищує міцність штучного каменя на цементі без добавки гліцерину.

З розвитку тепловиділення цієї твердіючої композиції (рис. 3, склад №14) видно, що до 1-ї доби воно характеризується незначними коливаннями теплових ефектів. Максимальна швидкість процесу формування початкової структури зміщується до 32 год., а загальне питоме тепловиділення за 3 доби характеризується значенням 119,6 Дж/г.

Термокінетичні процеси при гідратації лужно-активованих цементів добре кореспондуються із властивостями розчинів на цих цементах (табл. 3). Так, модифікатори дещо знижують показники ранньої міцності (3 години) цементного каменя, але через 7 діб міцність різко зростає і до 28 діб стає близькою або вищою, ніж у еталонного складу. Дуже важливо, що межа міцності при згині розчинів на основі модифікованих лужно-активованих цементів у всіх випадках перевищувала значення контрольних складів, що опосередковано вказує на підвищення тріщиностійкості таких складів.

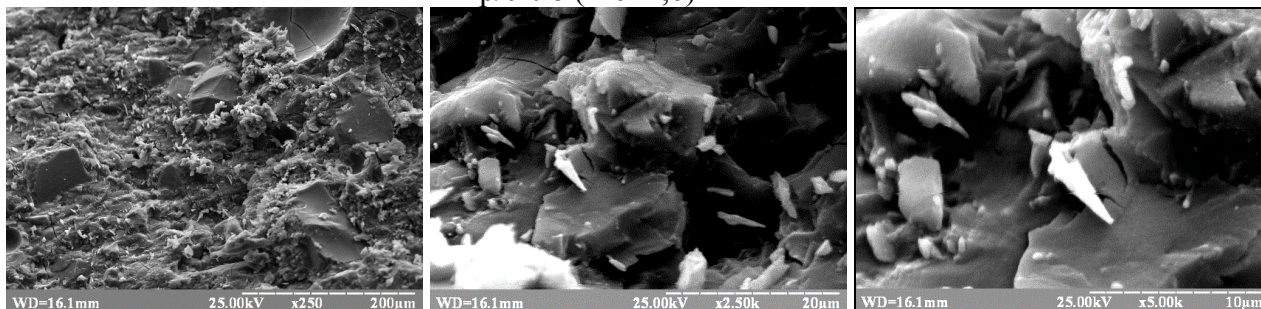
Мікроструктура. У розвиток зазначених процесів початкового структуроутворення та синтезу міцності розглянуті особливості формування мікроструктури таких композицій за допомогою електронного мікроскопу після 28 діб твердіння у нормальних умовах. Мікроструктура штучних каменів, досліджених цементних композицій з використанням розчинних стекел з $M_c=2,6$ та $M_c=3,0$, показана на рис. 4.

З наведених мікрознімків структури штучних каменів на цементних композиціях з використання розчинного скла з $M_c=2,6$ можна зробити висновки, що на відміну від базових композицій без добавки гліцерину (рис. 4, композиція №6) введення гліцерину у кількості 2% (рис. 4, композиція №7) сприяє підвищенню об'єму структуроутворюючих гідратних фаз, які відкладаються на основній склоподібній матриці у вигляді субмікрокристалічних сполук сферолітної форми, які об'єднуються у агломерати та блоки-агрегати.

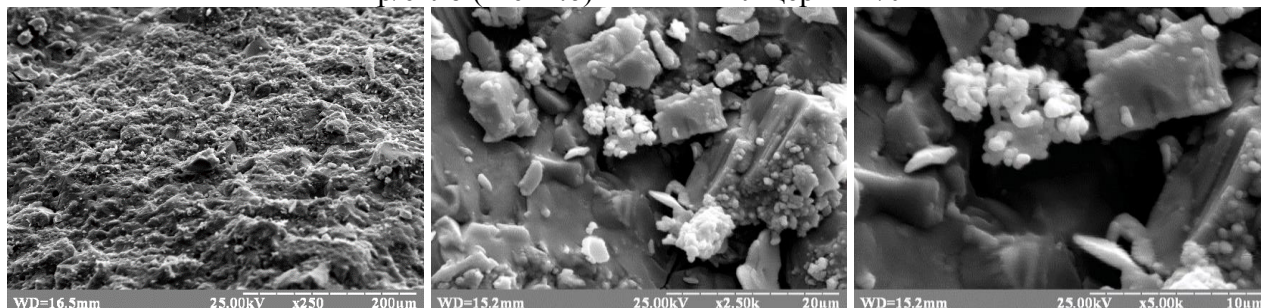
Аналогічна картина спостерігається і при формуванні структур цементного каменя у композиціях з використанням розчинного скла з $M_c=3,0$ при введенні гліцерину 2% (рис. 4, композиція №12) та особливо при використанні гліцерину у кількості 6% (рис. 4, композиція №14).

Вивчення мікроструктури лужно-активованого цементного каменя підтверджує наведені вище результати та показує перевагу модифікованого лужно-активованого цементу у порівнянні з еталонним складом. Така мікроструктура позитивно впливає на тріщиностійкість дрібнозернистого бетону, а значення усадки нижчі (рис. 5).

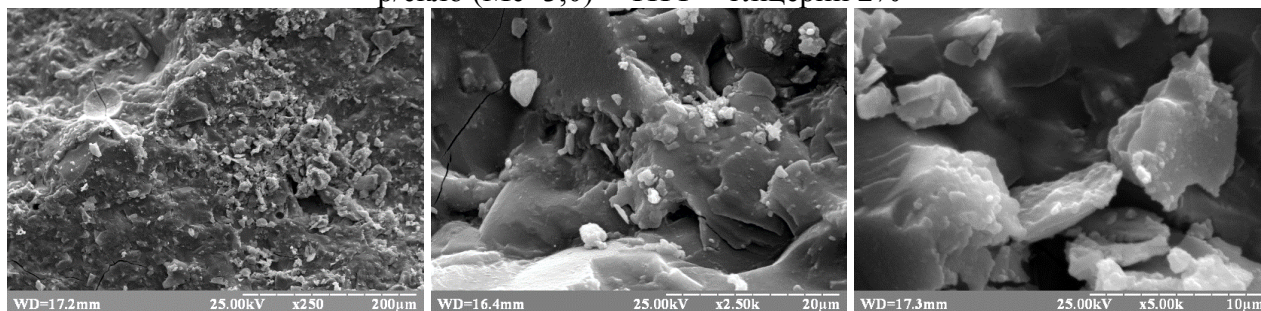
Композиція №6
р/скло ($M_c=2,6$) + ТНФ



Композиція №7
р/скло ($M_c=2,6$) + ТНФ + гліцерин 2%



Композиція №12
р/скло ($M_c=3,0$) + ТНФ + гліцерин 2%



Композиція №14
р/скло ($M_c=3,0$) + ТНФ + гліцерин 6%



Рис. 4. Мікроструктура цементного каменя з використанням розчинного високомодульного скла:

6 – шлак + розчинне скло ($M_c=2,6$) з ТНФ.; 7 – шлак + розчинне скло ($M_c=2,6$) з ТНФ. + гліцерин (2%); 12 – шлак + розчинне скло ($M_c=3,0$) з ТНФ + гліцерин (2%); 14 – шлак + розчинне скло ($M_c=3,0$) з ТНФ + гліцерин (6%)

Власні деформації усадки. На рис. 5 добре видно, що введення запропонованих модифікаторів дозволило знизити деформації удвічі і більше. Більш високі співвідношення між міцністю на вигин і міцністю на стиск, ніж у еталонних зразків, вказують на більш високу тріщиностійкість модифікованих лужно-активованих розчинів (табл. 3).

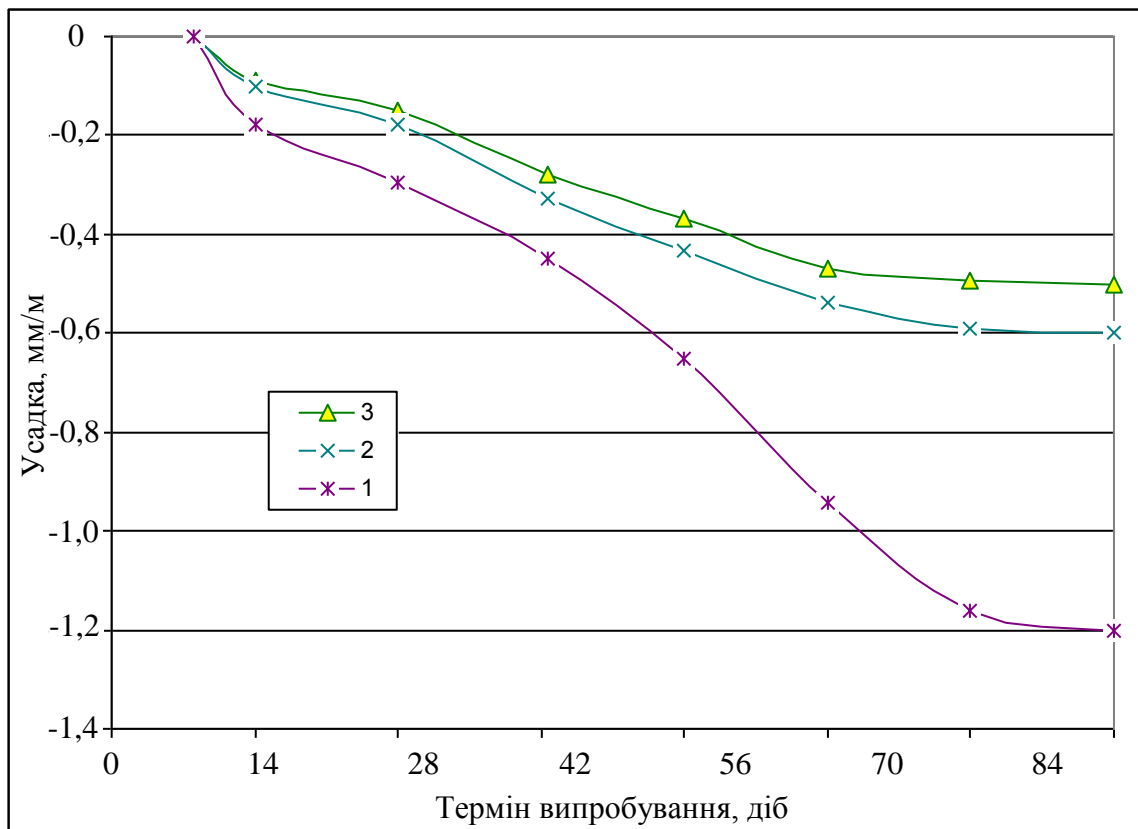


Рис. 5. Власні деформації усадки дрібнозернистих бетонів на лужно-активованих цементах: 1 – шлак; 2 – шлак + гліцерин (2,0%); 3 – шлак + гліцерин (2,0%) + ПЦ (1,5%); Замішувач – розчинне скло, $M_c = 2,6$, $\rho = 1,4$ г/мл, вміст добавки ТНФ у розчинному склі 10% від маси скла. Склади композицій – у табл. 3

Визначення фізико-механічних характеристик шлаколуужних цементів, активованих високомодульним розчинним склом. Не дивлячись на отримані достатньо високі фізико-механічні характеристики у стандартні строки твердіння – міцність на стиск через 28 дб 82,1...98,8 МПа (табл. 2, склади 1...5), недоліком використання метасилікату натрію є те, що він нездатний забезпечувати високу ранню міцність шлаколуужних композицій через декілька годин. Тому подальші дослідження по визначенню основних технологічних і фізико-механічних характеристик шлаколуужних цементів виконувалися з використанням високомодульного розчинного натрієвого скла. Результати представлені у табл. 3.

Як видно з табл. 3, у присутності добавки ТНФ у розчинному склі строки початку тужавлення складають 17 хв., а міцність через 3 години – 23,1 МПа.

Введення 2% добавки гліцерину дозволило розтягнути строки тужавлення до 32 хв., але знизило початкову міцність через 3 години – до 16,7 МПа.

Введення наряду з 2% гліцерину 1,5% портландцементу дозволяє компенсувати втрату міцності підвищивши її до 21,4 МПа при строках початку тужавлення 28 хв.

Таблиця 3 – Фізико-механічні та технологічні властивості цементно-піщаних розчинів

№ з/п	Цементна композиція, % мас.			Властивості				Міцність на стиск/згин, МПа					Коеф. водостійкості
				цементного тіста		цементно-піщаних розчинів							
	шлак	ПЦ	гліцерин	ТНФ, %	початок тужав. хв.	Р/Ц	розплив конуса мм	3 години	1 доба	3 доби	7 діб	28 діб	
1	100	–	–	28	17	0,39	115	<u>23,1</u> 3,8	<u>36,5</u> 5,2	<u>57,0</u> 6,9	<u>71,0</u> 8,9	<u>86,2</u> 9,5	0,89
2	100	–	2,0	27,5	32	0,38	116	<u>16,7</u> 4,0	<u>34,1</u> 5,5	<u>51,0</u> 7,1	<u>80,3</u> 9,2	<u>114,0</u> 13,8	0,92
3	97,5	1,5	2,0	28	28	0,4	118	<u>21,4</u> 3,9	<u>38,2</u> 6,9	<u>58,6</u> 7,3	<u>82,2</u> 9,8	<u>117,1</u> 13,9	0,95

Примітки:

1. Шлак №1 – $M_o = 1,18$.
2. Склад цементно-піщаних розчинів 1:3 з використанням стандартного піску.
3. Замішувач – розчинне скло, $M_c = 2,6$, $p=1,4$ г/мл, вміст добавки ТНФ у розчинному склі 10% від маси скла. ПЦ – портландцемент ПЦ І-500. Гліцерин дозувався понад 100%.

Коефіцієнт водостійкості усіх композицій дорівнював 0,89...0,95. Тобто вони водостійкі.

Таким чином, використання високомодульного скла дозволяє отримувати надшвидкотверднучі композиції з міцністю на стиск через 3 години 16,7...23,1 МПа, через 1 добу – 34,1...38,2 МПа, через 3 доби – 51,0...58,6 МПа, а через 28 діб – 86,2...117,1 МПа (табл. 3, склади 1...3) при прийнятних строках початку тужавлення.

Висновки:

1. Досліджено процеси структуроутворення шлаколуужних цементів, активованих силікатами натрію, та визначено шляхи керування їх інтенсивністю за рахунок використання комплексної добавки "ТНФ + гліцерин" при різних співвідношеннях інгредієнтів.

2. Показано, що використання комплексної добавки "ТНФ + гліцерин" дозволяє розширити початок тужавлення до стандартних значень і отримати цемент з міцністю на стиск через 3 години 16,7...23,1 МПа, через 1 добу 34,1...38,2 МПа, через 28 діб 86,2...117,1 МПа.

3. Встановлено позитивний синергетичний ефект від використання гліцерину в складі комплексної добавки на формування структури і властивостей цементного каменю, який має прояв у пластифікуючому ефекті дії (зменшення Р/Ц на 4...21 %) та підвищенні міцності на стиск штучного каменю до 24,5 %, зменшенні в 2...2,4 рази власних деформацій.

4. Показано, що присутність гліцерину в складі комплексної добавки сприяє підвищенню об'єму структуроутворюючих гідратних фаз у вигляді субмікросталічних сполук сферолітної форми, які об'єднуються у блок-агрегати.

Подяка. Автори висловлюють подяку Міністерству освіти і науки України за фінансову підтримку проектів (реєстраційний № 0123U101832 та № 0123U101831), які виконуються за рахунок бюджетного фінансування у 2023...2025 рр.

Література

1. Wang S.-D., Scrivener K.L. Hydration products of alkali activated slag cement. *Cement and Concrete Research*. 1995. 25 (3). P. 561-571. doi: 10.1016/0008-8846(95)00045-E.
2. Krivenko P.V., Petropavlovsky O.N., Gelevera A.G., Vozniuk G.V., Pushkar V.I. Commercially-produced alkaline cements and their efficiency. *Scientific-Technical Collection "Resource-Saving Materials, Structures, Buildings and Structures"*. 2009. 18. P. 64-71.
3. Krivenko P. Alkali-Activated Materials – 55 Years of Experience. *Proc. of the International Conference on Alkali-Activated Cement and Concretes*. 2014. P. 1-5.
4. Shi C., Krivenko P. V., Della Roy Alkaline activated cements and concretes (in Chinese, Authorized translation from English) : Monograph. Taylor & Francis. 2012. 326 p.
5. Fernández-Jiménez A., Garcia-Lodeiro I., Maltseva O., Palomo A. Hydration mechanisms of hybrid cements as a function of the way of addition of chemicals. *Journal of the American Ceramic Society*. 2019. 102(1). P. 427-436.
6. Krivenko P., Petropavlovsky O., Kovalchuk O., Pasko A., Lapovska S. Design of the composition of alkali activated Portland cement using mineral additives of technogenic origin. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2018. 4/6 (94). P. 6-15.
7. Krivenko P. V., Petropavlovsky O. N., Gots V. I., Rostovskaya G. S. Alkali activation of Composite Cement. *Ibausil. Internationale Baustofftagung*. 2009. 1. P. 445-456.
8. Айлер Р. Химия кремнезема. Часть 1. М. : Мир, 1982. С. 184-186.
9. Blazhis A.R., Rostovskaya G.S. Super quick hardening high strength alkaline clinker and clinker-free cements. *Alkaline cements and concretes. First Int. Conf.* Kiev. 1994. vol.I. P. 193-302.
10. Krivenko P.V., Petropavlovsky O.N., Blazhis A.R. Super quick hardening alkali-activated cements. *First Int. Conf. on Advances of Chemically-activated Materials (CAM' 2010)*. 2010. Jinan, Shandong, China. P. 79-86.
11. Shi C., Day R.L. A calorimetric study of early hydration of alkali-slag cements. *Cement and Concrete Research*. 1995. 25 (6). P. 1333-1346. doi: 10.1016/0008-8846(95)00126-W.
12. Krivenko P., Petropavlovsky O., Gelevera A., Vozniuk G., Lakusta S. The influence of organic-mineral modifiers on structure formation and properties of high strength alkali-activated slag cements with soluble silicates. *Building materials and products*. 2016. No.4. P. 38-43.
13. Чехов А.П., Сергеев А.М., Дибров Г.Д. Справочник по бетонам и растворам. Киев : Будівельник, 1983. 216 с.
14. Chang J.J. A study on the setting characteristics of sodium silicate-activated slag pastes. *Cement and Concrete Research*. 2003. Vol. 33. P. 1005-1011. doi: 10.1016/S0008-8846(02)01096-7.
15. Pacheco-Torgal F., Barroso de Aguirre J., Ding Y., Tahri W., Baklouti S. Performance of alkali activated mortars for the repair and strengthening of OPC concretes : Handbook of Alkali-activated Cements, Mortars and Concretes. Edited by Pacheco-Torgal et al, Elsevier. 2015. P. 627-642.
16. Krivenko P., Petropavlovsky O., Petranek V., Pushkar V., Vozniuk G. High strength alkali activated slag cements with controlled setting times and early strength gain. *Advanced Materials Research*. 2015. Vol. 1100, P. 44-49. doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.1100.44.
17. Krivenko P., Petropavlovskii O., Pushkar V. Methods of regulation of the properties of alkali slag cements and concretes based on the liquid-glass. *Proceedings of 18th Ibausil Internationale Baustofftagung*. Weimar, Tagungsbericht. 2012. Band 2. P. 1-1178-1-1185.
18. Pavel V. Krivenko, Oleh Petropavlovskiy, Igor Rudenko, Sergei Lakusta Control of early age cracking in early-strength concrete based on alkali-activated slag cement. *Conference: 2nd International RILEM/COST Conference on Early Age Cracking and Serviceability in Cement-based Materials and Structures (EAC2)*. At: Brussels, Belgium. 2017. Volume: 2. URL: <https://www.researchgate.net/publication/320306250> .
19. Kudina E.F., Pechersky G.G., Ermolovich O.A. Study on the process of gel formation in the “water glass-acrylamide” systems. *J. Plasticheskie massy (Plastic Masses)*. 2012. v.1. P. 27-29.
20. Usherov-Marshak A. Calorimetry of cement and concrete. Kharkiv: Fakt, 2002. 183 p.

21. Ushero-Marshak A., Kabus A. Calorimetric monitoring of early hardening of cement in the presence of admixtures. *Inorganic Materials*. 2013. Vol. 49 (4), P. 449-452. doi: 10.1134/S0020168513040183.
22. Fernandez-Jimenez A., Puertas F. Alkali-activated slag cements: Kinetic studies. *Cement and Concrete Research*. 1997. 27 (3), P. 359-368. doi: 10.1016/S0008-8846(97)00040-9.
23. Fernandez-Jimenez A., Puertas F., Arteaga A. Determination of kinetic equations of alkaline activation of blast furnace slag by means of calorimetric data. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*. 1998. 52 (3), P. 945-955. doi: 10.1023/A:1010172204297.
24. Caijun Shi, Robert L. Day Some factors affecting early hydration of alkali-slag cements. *Cement and Concrete Research*. 1996. 26 (3), P. 439-447. doi: 10.1016/S0008-8846(96)85031-9.
25. Christophe Eychenne, F. Puertas, Marta Palacios, Pascal Boustingorry, Imad El Khadiri, Bruno Pellerin, Celia Varga. Alkali-Activation of Slag Cements: Activation Process, Microstructure and Mechanical Properties. *Conference: 13th International Congress on the Chemistry of Cement*. 2011.
26. Бутт Ю.М., Тимашев В.В. Практикум по химической технологии вяжущих материалов. Москва : Высшая школа, 1973. С. 460-462.
27. Darko Krizan, Branislav Zivanovic Effects of dosage and modulus of water glass on early hydration of alkali-slag cements. *Cement and Concrete Research*. 2002. 32 (8), P. 1181-1188. doi: 10.1016/S0008-8846(01)00717-7.

References

- [1] S.-D. Wang, and K.L. Scrivener, "Hydration products of alkali activated slag cement", *Cement and Concrete Research*, 25 (3), pp. 561-571, 1995. doi: 10.1016/0008-8846(95)00045-E.
- [2] P.V. Krivenko, O.N. Petropavlovsky, A.G. Gelevera, G.V. Vozniuk and V.I. Pushkar "Commercially-produced alkaline cements and their efficiency", *Scientific-Technical Collection*, *Resource-Saving Materials, Structures, Buildings and Structures*, no. 18, pp. 64-71, 2009.
- [3] P. Krivenko, "Alkali-Activated Materials – 55 Years of Experience", *Proc. of the International Conference on Alkali-Activated Cement and Concretes*, pp. 1-5, 2014.
- [4] C. Shi, P.V. Krivenko, and Della Roy, *Alkaline activated cements and concretes* (in Chinese, Authorized translation from English) : monograph. Taylor & Francis, 2012.
- [5] A. Fernández-Jiménez, I. García-Lodeiro, O. Maltseva and A. Palomo, "Hydration mechanisms of hybrid cements as a function of the way of addition of chemicals", *Journal of the American Ceramic Society*, 102(1), pp. 427-436, 2019.
- [6] P. Krivenko, O. Petropavlovsky, O. Kovalchuk, A. Pasko, and S. Lapovska, "Design of the composition of alkali activated Portland cement using mineral additives of technogenic origin", *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 4/6 (94), pp. 6-15, 2018.
- [7] P.V. Krivenko, O.N. Petropavlovsky, V.I. Gots, and G.S. Rostovskaya, "Alkali activation of Composite Cement", *Ibausil. Internationale Baustofftagung*, 1, pp. 445-456, 2009.
- [8] R. Ajler, *Himija kremnezema*. Chast' 1. M.: Mir, 1982, pp.184-186.
- [9] A.R. Blazhis, and G.S. Rostovskaya, "Super quick hardening high strength alkaline clinker and clinker-free cements", *Alkaline cements and concretes. First Int. Conf.* vol. I, pp. 193-302, 1994.
- [10] P.V. Krivenko, O.N. Petropavlovsky, and A.R. Blazhis, "Super quick hardening alkali-activated cements", *First Int. Conf. on Advances of Chemically-activated Materials (CAM' 2010 – China)*, pp.79-86, 2010.
- [11] C. Shi, and R.L. Day, "A calorimetric study of early hydration of alkali-slag cements" *Cement and Concrete Research*, 25 (6), pp. 1333-1346, 1995. doi: 10.1016/0008-8846(95)00126-W.

- [12] P. Krivenko, O. Petropavlovsky, A. Gelevera, G. Vozniuk, and S. Lakusta, "The influence of organic-mineral modifiers on structure formation and properties of high strength alkali-activated slag cements with soluble silicates", *Building materials and products*, no.4, pp. 38-43, 2016.
- [13] A.P. Chehov, A.M. Sergeev, G.D. Dibrov, *Spravochnik po betonam i rastvoram*. Kiev: Budivel'nik, 1983.
- [14] J.J. Chang, "A study on the setting characteristics of sodium silicate-activated slag pastes", *Cement and Concrete Research*, vol. 33, pp. 1005-1011, 2003. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)01096-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)01096-7).
- [15] F. Pacheco-Torgal, Barroso de Aguirre J., Y. Ding, W. Tahri, and S. Baklouti, *Performance of alkali activated mortars for the repair and strengthening of OPC concretes : Handbook of Alkali-activated Cements, Mortars and Concretes*. Edited by Pacheco-Torgal et al, Elsevier. 2015.
- [16] P. Krivenko, O. Petropavlovsky, V. Petranek, V. Pushkar, and G. Vozniuk, "High strength alkali activated slag cements with controlled setting times and early strength gain", *Advanced Materials Research*, vol. 1100, pp. 44-49, 2015. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.1100.44> .
- [17] P. Krivenko, O. Petropavlovskii, and V. Pushkar, "Methods of regulation of the properties of alkali slag cements and concretes based on the liquid-glass", *Proceedings of 18th Ibausil Internationale Baustofftagung*, Weimar, Tagungsbericht. Band 2, pp. 1-1178-1-1185, 2012.
- [18] Pavel Krivenko, Oleh Petropavlovskiy, Igor Rudenko, and Sergei Lakusta, "Control of early age cracking in early-strength concrete based on alkali-activated slag cement", Conference: *2nd International RILEM/COST Conference on Early Age Cracking and Serviceability in Cement-based Materials and Structures - EAC212-14*, ULB-VUB, Brussels, Belgium September, volume: 2, 2017. <https://www.researchgate.net/publication/320306250> .
- [19] E.F. Kudina, G.G. Pechersky, and O.A. Ermolovich, "Study on the process of gel formation in the "water glass-acrylamide" systems", *J. Plasticheskie massy* (Plastic Masses), v.1, pp. 27-29, 2012.
- [20] A. Usherov-Marshak, *Calorimetry of cement and concrete*. Kharkiv: Fakt; 2002.
- [21] A. Usherov-Marshak, and A. Kabus, "Calorimetric monitoring of early hardening of cement in the presence of admixtures", *Inorganic Materials*, vol. 49 (4), pp. 449-452, 2013. doi: 10.1134/S0020168513040183.
- [22] A. Fernandez-Jimenez, and F. Puertas, "Alkali-activated slag cements: Kinetic studies", *Cement and Concrete Research*, 27 (3), pp. 359-368, 1997. doi: 10.1016/S0008-8846(97)00040-9.
- [23] A. Fernandez-Jimenez, F. Puertas, and A. Arteaga, "Determination of kinetic equations of alkaline activation of blast furnace slag by means of calorimetric data", *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 52 (3), pp. 945-955, 1998. doi: 10.1023/A:1010172204297.
- [24] Shi Caijun, and L. Robert, "Day Some factors affecting early hydration of alkali-slag cements", *Cement and Concrete Research*, 26 (3), pp. 439-447, 1996. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(96\)85031-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(96)85031-9).
- [25] Christophe Eychenne, F. Puertas, Marta Palacios, Pascal Boustingorry, Imad El Khadiri, Bruno Pellerin, and Celia Varga, "Alkali-Activation of Slag Cements: Activation Process, Microstructure and Mechanical Properties", *Conference: 13th International Congress on the Chemistry of Cement*, 2011.
- [26] Ju.M. Butt, V.V. Timashev, *Praktikum po himicheskoy tehnologii vjzhashshih sistem*. Moskva: Vysshaja shkola, 1973.
- [27] Darko Krizan, Branislav Zivanovic, "Effects of dosage and modulus of water glass on early hydration of alkali-slag cements", *Cement and Concrete Research*, 32 (8), pp. 1181-1188, 2002. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00717-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00717-7).

**CONTROL OF STRUCTURE FORMATION PROCESSES OF SLAG-ALKALI CEMENTS
ACTIVATED WITH SODIUM SILICATES**

¹**Kryvenko P.V.**, Doctor of Technical Sciences, Professor,
pavlo.kryvenko@gmail.com, ORCID: 0000-0001-7697-2437

¹**Gelevera O.G.**, Ph.D., Associate Professor,
a-gelevera@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6285-9780

¹**Rudenko I.I.**, Doctor of Technical Sciences, Professor,
igor.i.rudenko@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5716-8259

¹**Konstantinovsky O.P.**, Ph.D., Associate Professor,
alexandrkp@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7936-5699

¹*Kyiv National University of Construction and Architecture*
31 Povitroflotsky Ave., Kiev, 03037, Ukraine

Abstract. The article discusses approaches to the formation of the composition of slag-alkali cements when using high-modulus solution glass as an alkaline component, represented by a commercial product in the form of a liquid. The aim of this work was to study the effect of modifying additives, the silicate module of sodium hydrosilicates and technology modes on the processes of structure formation of artificial cement stone for effective control of setting time, intrinsic shrinkage deformations and achievement of high compressive strength (≥ 80 MPa at a standard age of 28 days and ≥ 20 MPa after 3 hours curing under normal conditions). As a result of the studies performed, a positive effect on the use of glycerin additives as part of a complex additive on the formation of the structure and properties of artificial stone was established. It is noted that the use of the studied modifying additives contributes to an increase in the degree of slag hydration, the formation, along with hydrosilicate compounds, of xerogel structures and celite-like compounds, which are deposited on the hydrosilicate-based matrix in the form of blocks-aggregates and increase the total volume of structure-forming compounds. A positive synergistic effect of using glycerin as an additional modifying component of the "trisodium phosphate + glycerin" complex additive for controlling the setting time in slag-alkali cements based on high-modulus solution glasses has been established. This made it possible to extend the time for the start of setting of slag-alkali cements when using solution high-modulus glasses from 3...5 min. up to values 26...83 min. Received cements with compressive strength after 3 hours 16.7...23.1 MPa, after 1 day 34.1...38.2 MPa, after 28 days 86.2...117.1 MPa with acceptable terms start of grasping. The heat release of such cements after 72 hours, despite their high activity, is only 150...180 J/h, which is 1.7...2 times less than that of fast-hardening Portland cement grade 600 and 2...2.4 alumina cement. Intrinsic shrinkage strains of compositions with modifying additives at the moment of stabilization were equal to 0.5...0.6 mm/m.

Key words: Structure formation, setting time, alkaline activation, water-soluble high-modulus glass, intrinsic shrinkage deformations.

Стаття надійшла до редакції 17.05.2023

**RUNUP OF A SURFACE SOLITARY WAVE
ON A THIN VERTICAL SEMI-SUBMERSED SCREEN**

¹**Gorban I.M.**, PhD, Senior Researcher,
ivgorban@gmail.com, ORCID: 0000-0001-9662-2813

¹**Korolova A.S.**, PhD, Senior Researcher,
kan5nas@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0693-4552

¹**Sokolovsky G.P.**, Leading mechanical engineer,
¹*Institute of Hydromechanics of the NAS of Ukraine*
8/4, Maria Kapnist str., Kyiv, 03057, Ukraine

Abstract. Global climate changes lead to an increase in the number and intensity of extreme events in the seas and oceans (tsunamis, floods, storm surges, etc.). This can have catastrophic consequences involving the destruction of civil infrastructure, the flooding of large areas of recreational land, the loss of life, and can also adversely affect water quality, sediment transport, and habitats for living organisms.

The creation of artificial berms on the seabed and breakwater piers changes significantly the parameters of wave processes, reducing destructive effect of waves in the coastal zone. But the use of traditional coastal protection structures (dams, piers, breakwaters) is not always efficient and economically reasonable. Thin permeable barriers are increasingly being considered as an alternative option in providing economic and ecological protection of coastal areas. The purpose of this research is to substantiate the effectiveness of vertical semi-submerged walls for protection the shores of natural reservoirs from the destructive energy of surface waves. Such a structure is non-permeable near the free surfacer, and is supported by piles at some distance from the bottom, which allows the flow of water and sediments. The physical simulation of the interaction of a nonlinear solitary wave, which is considered as a tsunami model, with a semi-submerged thin vertical barrier is performed in the experimental channel to evaluate the effectiveness of vertical wave barriers against the destructive energy of long waves. It was found that interaction of a solitary wave with an overhanging vertical wall leads to generation both of the reflected wave, due to roll of the incident wave on the structure, and the transmitted wave, which is formed after the liquid mass passes through the gap between the bottom and the wall.

Quantitative characteristics of the interaction of the wave with the obstacle were obtained with the help of capacitive sensors, which were installed along the main axis of the laboratory channel to record the free surface disturbances caused by the propagation of the wave in the channel, its reflection from the wave screen and its transmission downstream. The processing of the received data made it possible to estimate the parameters of a solitary wave, which was formed in the channel by the impact of a heavy body on the water surface, those are the amplitude, length, and velocity of wave propagation. The energy attenuation of a solitary wave is estimated, which is an important characteristic of the channel and makes it possible to obtain more accurate values of reflection and transmission coefficients.

Evaluations of wave reflection and transmission coefficients show that thin partially submerged vertical barriers are sufficiently effective in reducing the energy of nonlinear solitary waves although they do not suppress the waves completely. The depth of the screen-type permeable obstacle immersion relative to the free surface has a significant influence on the reflection/transmission coefficients and its effectiveness, accordingly. It has been established that semi-submerged obstacles can dissipate up to 60% of the incident wave energy.

Keywords: solitary wave, wave screen barrier, submersion, reflection and transmission coefficients.

Introduction. Breakwaters are widely used to provide economical protection of harbors and beaches from surface waves. The study of the interaction of waves with protective structures, as well as the expediency and effectiveness of the means applied to reduce the impact of waves on the shores of natural reservoirs are important aspects of coastal and marine engineering [1].

Recently, breakwaters in the form of thin, rigid vertical barriers, also called a wave screen, have been used or considered. These structures are installed at the entrance to small sea or river harbors to dissipate wave energy and control shoreline erosion. The wave screen consists on cast walls that are connected with the supporting piles at the sides [2]. The upper part of the wall is impermeable and extends above the water level and other part is permeable and consists of closely spaced horizontal slots. This breakwater not only dissipates energy of incident waves but also improves water circulation, facilitates fish passage and minimizes the pollution near shore because it permits the flow exchange between the partially enclosed water body and the open sea. The study of wave interaction with a semi-submerged wave screen is needed to obtain the key information for understanding the hydraulic performance of this structure as a special breakwater. Note, to develop a modern protective structure, coastal engineers have to consider not only its effectiveness against waves, but also care for the environment.

Analysis of recent research and publications. Due to the importance of the problem under consideration, many theoretical and experimental researches have been performed to evaluate the efficiency of vertical barriers against waves. In most of them, only periodic waves were considered, and much less attention was paid to long solitary waves (solitons), although they are very dangerous for coastal areas. The results of the most comprehensive study of the interaction between a solitary wave and a partially submerged vertical barrier are presented in [3]. Transmitted and reflected wave characteristics, as well as velocity fields and wave-induced loads to the structure were obtained experimentally and numerically over a wide range of problem parameters such as water depth, incident wave amplitude and draught of the barrier. Experimental data were used to check a numerical model, based on the Reynolds-averaged Navier-Stokes (RANS) equations and the $(k - \varepsilon)$ turbulence closure model. Calculations were then carried out to obtain additional results, which allowed derive generalized formulae for the maximum run-up height and the maximum wave force. In [4], non-linear and dispersive solitary wave reflection and transmission characteristics after interacting with a partially immersed screen were calculated using the Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) method. Nonlinear waves of different heights when changing the draught of the curtain wall were considered. It was shown that the partially immersed curtain breakwater is effective in dissipating incoming wave energy if its immersion depth is over half of the water depth. In [5], the wave-curtain screen interaction was investigated by the weakly compressible smoothed particle hydrodynamics (WCSPH). It is noted that the submergence depth of wall plays a crucial role on its performance as a breakwater. The conclusion of the study [4] that the relative submergence of the wall by 50% is the most effective for damping wave energy was also confirmed. It was obtained that about 50% of the incident wave can pass the breakwater in this case.

An analytical theory for calculating the hydrodynamic characteristics of a partially submerged porous barrier attacked by a solitary wave is presented in [1]. It is based on the Fourier integral and the procedure of superposition of solutions, which are used to obtain the velocity potentials in the reflection and transmission regions. To evaluate the performance of a partially submerged thin porous wall as a breakwater, the wave run-up, transmission coefficient, and maximum horizontal force under various conditions are presented and discussed. The verification of the analytical solutions was based on a series of experimental measurements where the wave profiles in front of and behind the porous wall were determined.

The purpose of the work. In this paper, we study the prospects for reducing the energy of waves that attack the shores of natural reservoirs with the help of a curtain permeable screen. For this purpose, the laboratory experiments were conducted in which the characteristics of the interaction between a solitary wave and a semi-submerged screen were measured. The reflection and transmission coefficients are obtained in a wide range of wave amplitudes and draught of the screen. These results make it possible to evaluate the efficiency of the considered device as a

breakwater.

Experimental setup. Experiments were conducted in a glass-walled wave tank located at Institute of Hydromechanics of NAS of Ukraine. The wave tank is 16 m long, 0.30 m wide, and 0.70 m deep. In order to generate solitary waves, a heavy body was installed at one end of the channel. The fall of the body to the bottom created a local rise in the water level, which later transformed into a solitary wave. Note that this method of wave generation was first used by Russell (1834) [6]. In the experiments, it was modified by using a special arrangement to cut off the "dispersive train" that develops during the formation of a solitary wave. A model of a protective structure in the form of a semi-submerged curtain screen was mounted in the middle of the wave tank. Logging free surface deformations during the passage of a solitary wave over the screen was made by capacitive gauges, which were posed along the central line of channel. Four sensors, marked as D0...D3, were mounted in front of the curtain screen for recording the parameters of the incident and reflected waves. Sensors D4, D5 were located behind the screen to register the transmitted wave. The system for collection and processing of experimental data made it possible to poll the sensors, convert the received signal into a numerical form with the help of the analog-to-digital converter and quickly analyze the process using a PC. The sensors were calibrated prior to the experiments to obtain a regression relationship between the signals from the sensors and their depth. The average velocity of wave propagation as well as the amplitude, energy and profile of the wave were determined from these data. The picture of the interaction of the wave with the submerged screen was supplemented using a digital video camera. One can find a detailed description of the wave tank and experimental methodology in [7].

Validation of solitary wave generation. Since the generation of solitary waves in the present study followed the "old" method, their profiles were verified by comparing the free surface displacements to be obtained to the theoretical shallow water waveform. Fig. 1 demonstrates the profile of the solitary wave generated during the experiments (markers) and the Korteweg-de Vries wave solution (solid line) [8]:

$$\eta = a \cdot \operatorname{sech}^2 \left[\left(\frac{3a}{4H^3} \right)^{1/2} (x - ct) \right],$$

where η is the free surface elevation; x and t are stream wise direction and time; a is the wave amplitude; H is the water depth and c is the wave celerity that can be calculated as $c = \sqrt{g(H + a)}$.

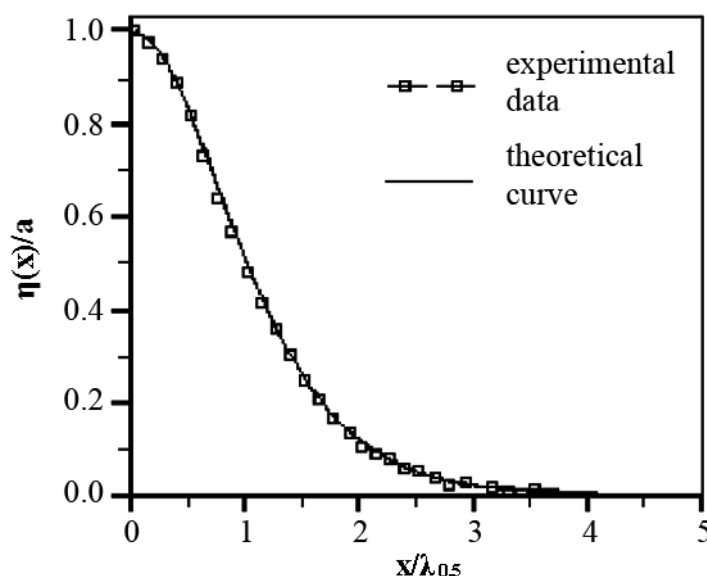


Fig. 1. Relative profiles $\eta(x)/a$ of a solitary wave against $x/\lambda_{0.5}$, where $\lambda_{0.5}$ is the distance from the wave crest to the point corresponding to half the amplitude of the wave [9]

From this comparison, it follows that the waves formed in the experiment are close to typical long waves, which are identified as solitons. A series of tests on the generation of a soliton in the experimental channel showed that the resulting waves are highly repeatable.

The length of such a wave is theoretically infinite; for practical use it can be estimated as the distance containing 95% of the total mass [10], namely:

$$\lambda = 2.12H/\sqrt{a/H}.$$

The waves travel over long distances without spending much energy. In a channel of constant depth, their motion is accompanied by only a slight decrease in amplitude, which is a consequence of the dissipation of wave energy due to shear stresses caused by friction of liquid against the walls and bottom of the channel. Fig. 2 depicts the relative profiles of the solitary wave of amplitude $a/H = 0.32$ obtained when travelling the wave in the tank without the curtain screen. An analysis of these data revealed that obtained wave attenuation is close to theoretical estimates from [11].

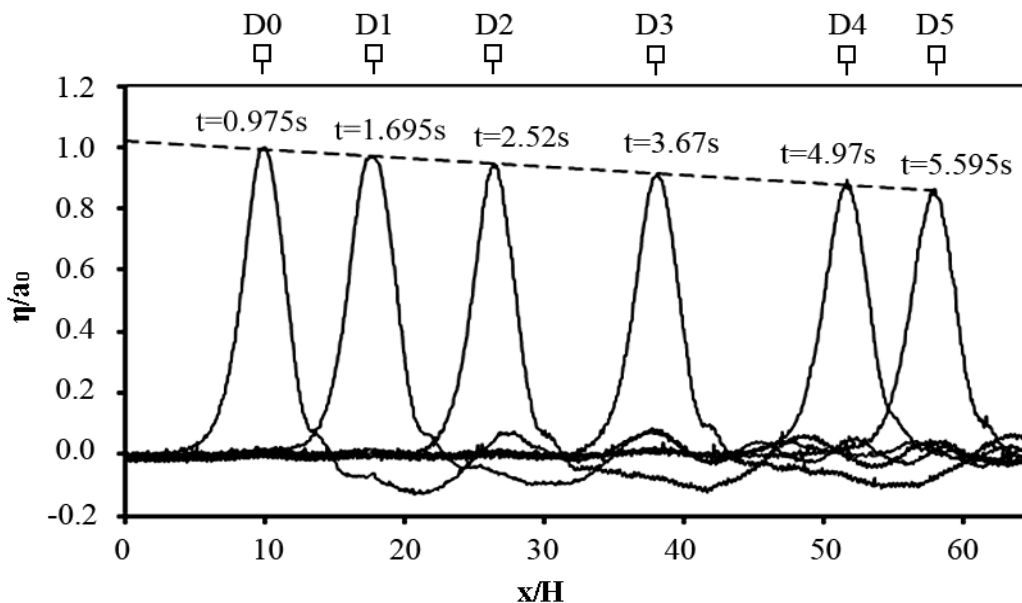


Fig. 2. Evolution of the solitary wave in the laboratory tank with a horizontal bottom

Results and discussion. If the channel is blocked by an obstacle, the solitary wave will undergo significant deformations, the determination of which is the goal of this study. The scheme of the experiment and the coordinate system Oxz are presented in Fig. 3, b. Note that the vertical axis $z = 0$ coincides with the obstacle, which is located between sensors D3 and D4 at distances $\sim 7H$ and $\sim 5H$ from those, respectively. The obstacle has the form of a thin curtain wall (screen) whose upper part rises above the free surface and the lower part does not reach the bottom. So, a slot is present in the channel section through which water can flow. The main geometrical parameter of this structure is the draught z_0 defined as the distance between the undisturbed free surface and the lower edge of the curtain wall (Fig. 3, b). Thus, the parameter z_0 regulates the width of the gap between the channel bottom and the curtain screen. In all the experiments, the protruding section of the screen exceeded the incident wave amplitude to prevent water flow there. The series of the experiments was carried out, in which the heights of transmitted and reflected waves were measured at different values of both the incident wave amplitude and the draught z_0 . Technically, the position of the curtain walls relative to the free surface adjusted with the help of a tripod (Fig. 3, a). The water depth in the experimental tank was $H = 13$ cm throughout the experiments. Further, when interpreting the obtained data, all parameters will be referred to the depth H .

The evolution of a solitary wave interacting with a semi-submerged curtain screen is captured on the snapshots presented in Fig. 4. At the top, the initial half of the process is shown, when the

wave generated close to the left end of the channel travels to the obstacle. It can be seen that the wave grows as it approaches the screen.

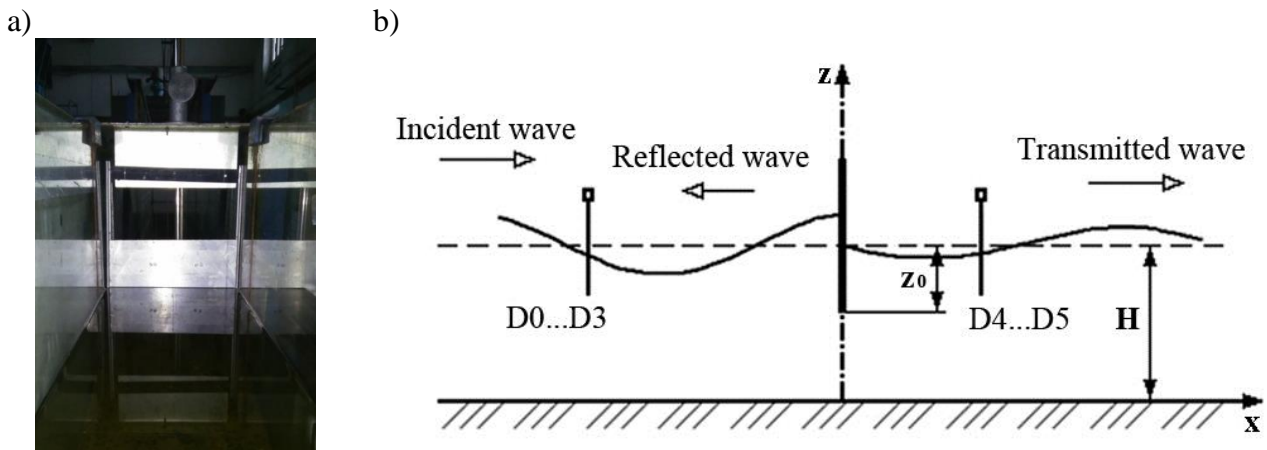


Fig. 3. Scheme of the research:

a – snapshot of the experimental channel with the semi-submerged curtain screen; b – sketch of the interaction between the solitary wave and the semi-submerged screen; the dotted line indicates the level of the free surface at rest; D0–D5 are the capacitive gauges

At the same time as the wave runs the screen, part of the water passes through the gap between the curtain wall and the bottom that causes an increase in the level of the free surface behind the obstacle too. After the runup of the wave reaches its maximum, it rolls down; as a result, a reflected wave is formed that propagates in the opposite direction (to the left end of the channel). The lower part of Fig. 4 demonstrates the final stage of the wave evolution, when the water that has passed between the obstacle and the bottom forms a transmitted soliton, which continues to move forward. It is obvious that the amplitude of the transmitted wave decreases compared to the incident wave owing to energy losses on the reflected wave and turbulent processes initiated by the wave near the obstacle. A series of experiments with different parameters of the problem made it possible to identify the configuration of the protective structure when the incident wave will spend maximal energy to overcome the obstacle.

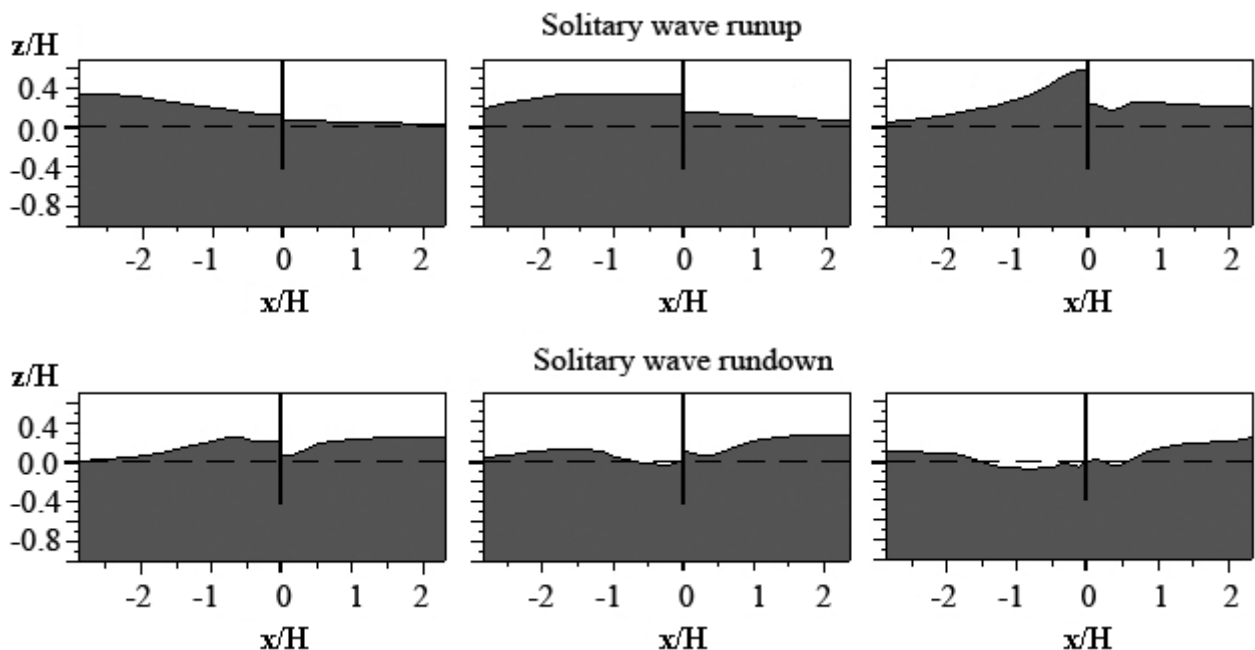


Fig. 4. Snapshots of the longitudinal section of experimental channel demonstrating interaction of a solitary wave with a semi-submerged curtain wall at $z_0 = 5$ cm, $H = 13$ cm

In Figs. 5, 6 the records of the free surface level obtained by sensors D0–D5 are presented for two configurations of the curtain wall. In the first case, the bottom edge of the wall coincides with the free surface, i.e., $z_0 = 0$, and $z_0 = 5$ cm in the second case. The number 1 denotes there the incident wave; 2 – the reflected wave; 3 – the transmitted wave and 4 – the wave reflected from right end of the experimental tank. The free surface disturbances η in these figures are referred to the incident wave amplitude a_0 , which is recorded by D0 sensor at the beginning of the experimental tank. The non-dimensional time is introduced as $\bar{t} = t\sqrt{gH}/H = t\sqrt{g/H}$. Note that the given data were obtained at $H = 13$ cm, $a_0 = 0.32H$.

It is obvious that when interacting a solitary wave with the cross wall lying at the free surface, the bulk of water passes below the obstacle. As a result, the wave is restored almost completely after the obstacle. It is seen in Fig. 5, that the transmitted wave is about 85% of the incident wave. The reflected wave is insignificant; it is recorded by D3 sensor only.

As the draught of the curtain wall increases (Fig. 6), the interaction between the solitary wave and the obstacle intensifies, which is manifested in the rising the energy of the reflected wave. It is now registered by all the sensors located in front of the wall. Data recorded by sensors D4, D5 indicate that the height of the transmitted wave drops significantly compared to the previous case. It is equal here $\sim 75\%$ of the initial value a_0 . These results confirm that the depth of wall immersion is a factor that specifies the effectiveness of the curtain wall as a protective structure.

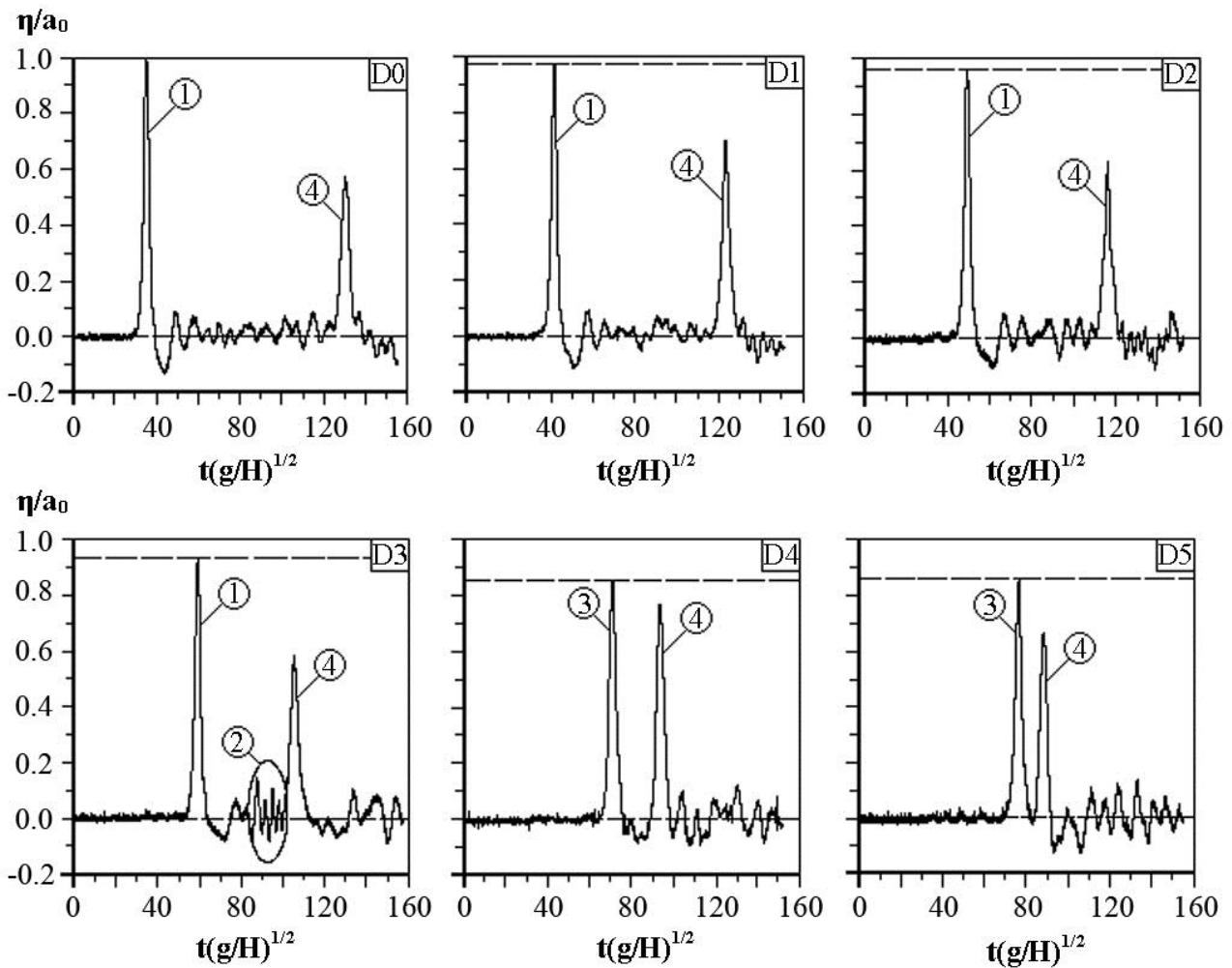


Fig. 5. Free surface disturbances recorded by sensors D0–D5 during the propagation of the solitary wave in the channel with the curtain wall at draught $z_0 = 0$

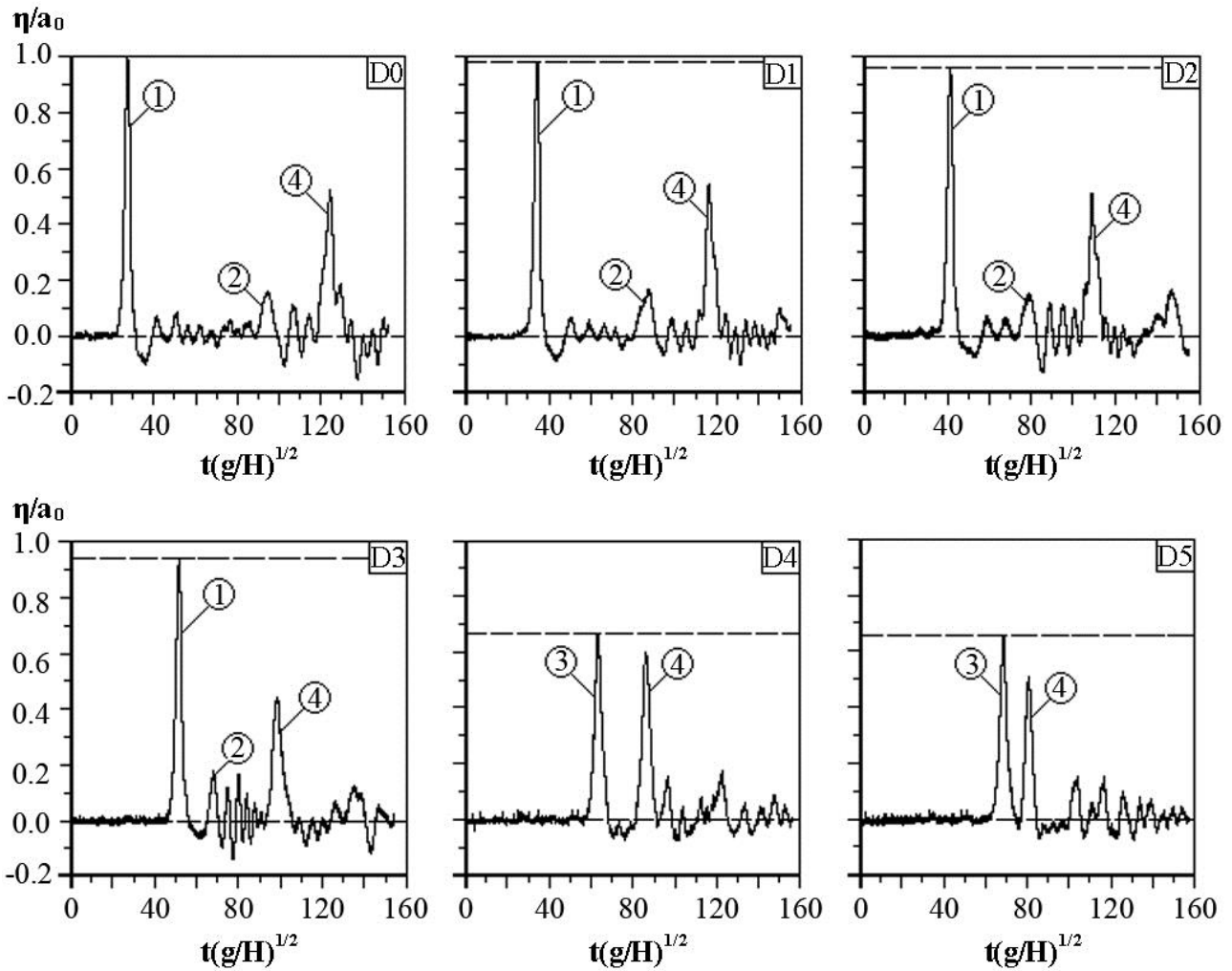


Fig. 6. Free surface disturbances recorded by sensors D0–D5 during the propagation of the solitary wave in the channel with the curtain wall at draught $z_0 = 5$ cm

A quantitative criterion used to estimate the effectiveness of a breakwater against surface waves is defined as the ratio of the amplitude of the wave passed through structure to that of the incident wave [12]. It is called the transmission coefficient and is denoted as K_{tr} :

$$K_{tr} = a_{tr}/a_i ,$$

where a_{tr} is the amplitude of the transmitted wave, a_i is the amplitude of the incident wave.

Similarly, the reflection coefficient K_r is introduced:

$$K_r = a_r/a_i ,$$

where a_r is the amplitude of the reflected wave.

If a cross wall is installed on the bottom of tank and protrudes above the free surface, the incident wave will be almost completely reflected from this obstacle [12]. In this case, the free surface profiles formed when a solitary wave rolls off the wall are similar to runoff of the wave to the obstacle. The decrease in the amplitude of the reflected wave compared to the amplitude of the incident wave recorded in the experiments does not exceed 5%. In this limiting configuration of the breakwater, the transmission coefficient K_{tr} is about zero and the reflection coefficient K_r goes to 1. From the point of view of protection of water areas from waves, such a construction is the most effective, but it does not meet ecological requirements, as it does not allow water exchange and free migration of fishes and other representatives of marine fauna. When the width of gap between the seabed and the lower edge of the curtain wall increases, the effectiveness of the structure against waves will

deteriorate, since the transmission coefficient rises and the reflection coefficient, on the contrary, drops. Thus, when using the curtain wall as a breakwater, it is necessary to establish a balance between protective characteristics and environmental requirements.

Fig. 7 illustrates the dependences of the transmission K_{tr} and reflection K_r coefficients on the relative draught of the curtain screen z_0/H calculated based on the data of this investigation. The picture also contains a comparison of the available results with the corresponding data known from [5].

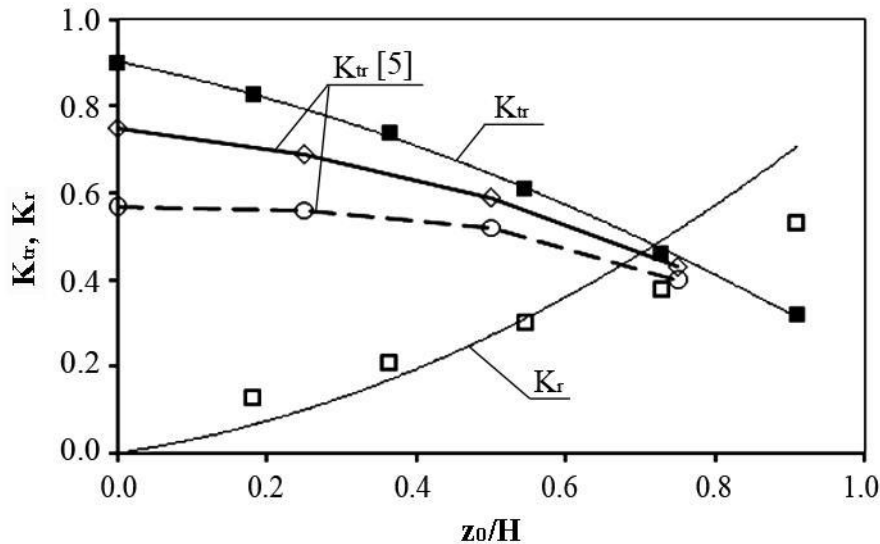


Fig. 7. Transmission K_{tr} and reflection K_r coefficients against the draught to depth ratio z_0/H : curves with markers -■-, -□- correspond to the present investigation, solid thick and dashed lines reflect the results of numerical simulations by SPH and WSPH methods, respectively [5]

The curves represented in Fig. 7 indicate the good correlation between the transmission and reflection coefficients when a solitary wave propagates in the channel with a cross curtain screen. When the draught of the screen increases, its influence on the process grows which leads to the intensification of the interaction between the wave and the obstacle. The narrower the gap between the bottom and the screen the less water it passes, as a result, the energy of the transmitted wave drops. On the contrary, the energy of the reflected wave increases. It is obtained in the experiments, that the draught to depth ratio z_0/H is decisive in this configuration, at the same time, the water depth in the channel does not have a significant effect to the transmission and reflection coefficients. It follows from Fig. 7, that augmentation of the relative draught z_0/H leads to a decrease in the transmission coefficient and an increase in the reflection coefficient. The value of z_0/H at which the coefficients are equal is about 0.7. It is also seen that attenuation of a solitary wave can reach 60-70% when it passes through a semi-submerged curtain screen. This fact points out the high efficiency of such a structure in dissipating the energy of the waves attacking sea shores. It must also be emphasized that a semi-submerged curtain screen will be effective in dissipating the energy of incident waves when its draught exceeds half the water depth.

A comparison of the transmitted coefficient (shaded squares) with the corresponding results of paper [5], which have been numerically calculated with applying the smoothed particle hydrodynamic method (SPH) – solid line in Fig. 7, and the weakly compressible smoothed particle hydrodynamics (WSPH) – dashed line, demonstrates that the experimental data are slightly overestimated the numerical results. Although the general trend for the dependence of the coefficient K_{tr} on the ratio z_0/H remains. The maximum error was observed at small draughts and it ranges from 15% to 30%. When the draught is large, the error drops to 5-7%.

Conclusions. The results of the experimental research of the interaction between a solitary wave and a semi-submerged curtain screen are presented. It is shown that such a structure can be effective in reducing the energy of waves attacking seashores, although it does not suppress the waves completely. The efficiency of the semi-submerged screen as a breakwater is measured by the transmission coefficient, which is calculated as the ratio of the amplitude of the incident wave to the amplitude of the transmitted wave. The experimental data obtained indicate that the coefficient depends on the ratio of the screen draught to the water depth. If the ratio is less than 0.5, then more than 50% of the energy of the incident wave is carried downstream by the transmitted wave. However, when the draught to depth ratio exceeds 0.5, the semi-submerged screen will be effective in restraining a solitary wave, since the transmission coefficient in this case can drop to 35%. Thus, the target protection when using such structures can be achieved by choosing the draught of the impermeable section of the breakwater.

References

- [1] Y. Miao, K.-H. Wang, "Approximate analytical solutions for a solitary wave interacting with a partially submerged porous wall", *Ocean Engineering*, 181, pp. 227–239, 2019.
- [2] O.S. Rageh, A.S. Koraim, "Hydraulic performance of vertical walls with horizontal slots used as breakwater", *Coastal Engineering*, 57, pp. 745–756, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2010.03.005>.
- [3] P. L.-F. Liu, K. AL-Banaa, "Solitary wave runup and force on a vertical barrier", *J. Fluid Mech.*, vol. 505, pp. 225–233, 2004. <https://doi.org/10.1017/S0022112004008547>.
- [4] S. Shao, "SPH simulation of solitary wave interaction with a curtain-type breakwater", *Journal of Hydraulic Research*, 43:4, pp. 366–375, 2005. <https://doi.org/10.1080/00221680509500132>.
- [5] M.J. Ketabdaria, N. Kamanian, M.H. Moghaddam, "WCSPH Simulation of Solitary Wave Interaction with a Curtain-Type Breakwater", *AIP Conference Proceedings*, 1648, 2015. <https://doi.org/10.1063/1.4912976>.
- [6] J.J. Monaghan, A. Kos, "Scott Russell's wave generator", *Physics Fluids*, 12, pp. 622–630, 2000. <https://doi.org/10.1063/1.870269>.
- [7] O.V. Horodets'kyi, A.S. Kotelnikova, V.I. Nikishov, V.V. Oleksyuk et al., "Heneratsiya, rozpovsyudzhennya ta nakat vidokremlyenykh khvyl' na berehovi skhyly", *Prykladna hidromekhanika*, 12 (84), no. 1, pp. 40–47, 2010.
- [8] J.L. Hammack, H. Segur, "The Korteweg-de Vries equation and water waves. Part 2. Comparison with experiments", *J. Fluid Mech.*, 65, pp. 289–314, 1974.
- [9] C.G. Koop, G. Butler, "An investigation of internal solitary waves in a two-fluid system", *J. Fluid Mech.*, 112, pp. 225–251, 1981.
- [10] C. Jiang, X. Liu, Y. Yao, B. Deng, "Numerical investigation of solitary wave interaction with a row of vertical slotted piles on a sloping beach", *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering*, volume 11, Issue 1, pp. 530–541, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.ijnaoe.2018.09.007>.
- [11] C.-J. Huang, C.-M. Dong, "On the interaction of a solitary wave and a submerged dike", *Coastal Engineering*, vol. 43, no. 3-4, pp. 265–286, 2001. [https://doi.org/10.1016/S0378-3839\(01\)00017-5](https://doi.org/10.1016/S0378-3839(01)00017-5).
- [12] A.S. Kotelnikova, V.I. Nikishov, V.V. Oleksyuk, S.M. Srebnyuk, "Rasprostraneniye I vzaimodeystviye uedinennykh voln s beregovymi sklonami", *Visnyk Dnipropetrovs'koho universytetu. Seriya: Mekhanika*, no. 5, vol. 15, tom 1, pp. 10–21, 2011.

**НАБІГАННЯ ПОВЕРХНЕВОЇ ПОДИНОКОЇ ХВИЛІ
НА ТОНКИЙ ВЕРТИКАЛЬНИЙ НАПІВЗАНУРЕНИЙ ЕКРАН**

¹Горбань І.М., к.ф.-м.н., с.н.с.,
ivgorban@gmail.com, ORCID: 0000-0001-9662-2813

¹Корольова А.С., к.ф.-м.н., с.н.с.,
kan5nas@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0693-4552

¹Соколовський Г.П., гол.інж.-мех.,
¹Інститут гідромеханіки НАН України
вул. Марії Капніст 8/4, м. Київ, 03057, Україна

Анотація. Глобальні зміни клімату призводять до збільшення кількості й інтенсивності екстремальних явищ в морях і океанах (цунамі, повені, штормові нагони води та ін.). Це може мати катастрофічні наслідки, пов'язані з руйнуваннями цивільної інфраструктури, затопленням великих територій, відведених для рекреаційних цілей, втратою життів, а також може згубно вплинути на якість води, транспортування осаду та середовище існування живих організмів.

Створення штучних берм на морському дні та хвилеруйнівних молів суттєво впливають на параметри хвильових процесів, зменшуючи їх руйнівну дію в прибережній зоні. Але використання традиційних берегозахисних споруд (гребель, молів, хвилеломів) не завжди є доцільним та економічно обґрунтованим. Проникні перешкоди все частіше розглядаються як альтернативний варіант в забезпеченні економічного й екологічного захисту прибережних територій. Метою цієї роботи є обґрунтування ефективності вертикальних напівзанурених стінок для захисту берегів природних водойм від руйнівної енергії поверхневих хвиль. Така споруда є суцільною поблизу поверхні води, а знизу підтримується палями на деякій відстані від дна, що допускає перетікання води та наносів. Виконане фізичне моделювання в експериментальному каналі взаємодії поверхневої поодинокі хвилі, яка розглядається як модель цунамі, з напівзатопленою тонкою вертикальною перешкодою задля оцінки ефективності вертикальних хвильових бар'єрів в зменшенні енергії сильних нелінійних хвиль. В експериментах отримано, що при набіганні солітонної хвилі на навісну вертикальну стінку, відбита хвиля утворюється з нахату падаючої хвилі на споруду, а прохідна хвиля формується після проходження маси рідини через зазор між дном і нижньою частиною стінки.

Кількісні характеристики взаємодії хвилі з перешкодою були отримані за допомогою ємнісних датчиків, які були встановлені вздовж головної осі лабораторного каналу і реєстрували збурення вільної поверхні, викликані поширенням хвилі в каналі, її відбиттям від хвильового екрану та проходженням вниз по течії. Обробка отриманих даних дозволила оцінити параметри поодинокі хвилі, що формувалася в каналі ударом важкого тіла об поверхню води – амплітуди, довжини, швидкості поширення. Зроблено оцінку затухання енергії поодинокі хвилі, що є важливою характеристикою каналу і дає змогу отримати більш точні значення по коефіцієнтам відбиття та проходження. Отримані оцінки коефіцієнтів відбиття та проходження хвилі показують, що тонкі частково занурені вертикальні бар'єри хоча й не пригнічують нелінійні солітонні хвилі повністю, але є достатньо ефективними в зменшенні їх інтенсивності. Значний вплив на коефіцієнти проходження/відбиття і, відповідно, ефективність проникної перешкоди екранного типу має глибина її занурення відносно поверхні води. Встановлено, що напівзанурені перешкоди можуть розсіювати до 60% енергії падаючої хвилі.

Ключові слова: подинока хвиля, хвильовий бар'єр екранного типу, осадка, коефіцієнти відбиття та проходження.

Стаття надійшла до редакції 15.05.2023

STATIC AND DYNAMIC TESTS OF METAL PILE-SHELLS OF A SEA PIER MARINE TERMINAL

¹**Mytynskiy V.**, Ph.D., Associate Professor,
mitinskiy.v@gmail.com, ORCID: 0000-0003-3976-2531

¹**Novskiy O.**, Ph.D., Professor,
novskiva@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-1404-0348

¹**Novskiy B.**, Ph.D.,
novskiy@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-1404-0348

¹**Sushytska T.**,
staoif17@gmail.com, ORCID: 0009-0001-9916-3699

¹*Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture*
4 Didrihson Str., Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. The behavior of the piles in the engineering and geological conditions of the construction water area of a new two-way pier of the berth on the territory of the sea trade port of Chornomorsk as a part of the expansion of production capacities for transshipment of grain, food products, processing of oil and grain crops was studied. During the construction, it is envisaged to use shell piles made of metal pipes 35.0...42.7 m long with the outer diameters 1020, 1220 and 1440 mm.

The layers include Neogene sediments of the upper Miocene subdivision of the Sarmatian and Meotic horizons, which are represented by clayey soils from plastic to hard consistency with the lenses of silty sands saturated with the water and the interlayers of limestone. The piles cut through the sporadic layering of loams and clays, and their bottom ends are stopped in clay and dusty sands.

A comprehensive approach to conducting the control tests of the piles was developed, which included conducting the tests in two stages. At the first stage, a group of four piles with the diameters 1020 and 1220 mm were tested under both static and dynamic loads at the construction site on the first supporting structures. The values of η and M coefficients, which are used to determine the bearing capacity of metal pile-shells during the dynamic tests under special geological conditions, were adjusted. At the second stage, only dynamic loads were tested on the rest of supporting structures.

The inventory metal beam was as a jack pad when testing the piles with static loads, which was fixed to the anchoring piles with the welded terminations, and the movement of the head was recorded by deflection gauges. Pile driving during the dynamic load test was performed with a hydraulic hammer, which was used for their driving.

According to the received data analysis of the pile test results with static and dynamic loads, it was determined that in order to obtain the values of allowable pile design loads, close to those ones determined by the static test results, it is necessary to adjust the values of η and M coefficients. It was established that for metal pile shells, which driven in the marine environment, when their bearing capacity is determined based on the results of test comparisons with static and dynamic loads, the coefficient η should be taken as 2500kN/m^2 , and $M=1.0$ – when the bottom end of the pile stopped in clay soils and $M=1.6$ – when in the sand.

Key words: port, pier, hydraulic structure, basin deposits, silt, pile shells, static tests, dynamic tests, bearing capacity.

Introduction. The research object is the engineering and geological conditions of the site of the two-way pier of berth № 10a/11a on the sea trade port territory of Chornomorsk. According to the project, during the construction, the use of shell piles made of metal pipes with the length 35.0...42.7 m with the external diameters 1020, 1220 and 1440 mm is provided. The construction was carried out from the sea area using the barges as the technological platforms, which were maneuvered with the help of tugboats.

Driving of each pile was carried out in two stages. At the first stage it was with a "Dieseko PVE 40VM" vibrating pile hammer until the moment when the speed began to decrease significantly, further driving was performed with a "PE 14/16 NL" hydraulic hammer with the weight of the striking part 16 tons.

The engineering and geological surveys have established significant variability of the sediment bedding, both in depth and in plan, and the site in general can be classified as "unsuitable" for the construction. In such conditions, the project provides for testing the piles with static loads on each supporting structure, there are more than 20 piles. The adopted current construction method, which was supposed to provide the facility commissioning on time, did not allow, taking into account the time for pile resting, the availability of the equipment and its sufficient quantity for simultaneous using (strength beams, jacks, measuring devices), to carry out the tests of all the planned piles with static loads. Therefore, it was urgent and generally important for this type of construction to develop the method of control tests of piles that would provide reliable quality control of their installation and would not negatively affect the critical technological processes of the pier construction.

Analysis of the last research. The shell piles made of metal pipes with an open end have found their application in hydraulic construction [1-3]. Both static and dynamic tests can be performed to confirm their bearing capacity. The priority is given to static tests, as the most reliable, but dynamic tests can also be performed, which are easier to carry out. The optimal variant is when both static and dynamic tests are performed on the same object [4-7, 8], which allows to reduce the number of time-consuming static tests, to cover a larger number of tested piles due to less expensive dynamic tests, to reduce the time for conducting the tests, which allows to apply the construction current method on linear objects.

The bearing capacity of the piles during dynamic tests is determined by the formula, according to the recommendations of State Standard [9], based on the work balance spent on pile driving and soil resistance. In particular, the formula includes the coefficients η and M , which consider the elastic properties of the pile material and the soil conditions of its bottom end location, respectively. These coefficients are established for prismatic reinforced concrete piles based on the experience of joint tests by dynamic and static methods. The peculiarity of the tested piles is that they are partially filled with the soil – from the bottom level of the water area, and the formation of the soil plug in the internal cavity of the piles and its adding in the work depends both on their diameter and the type and characteristics of the soil they cut through [10, 11].

The goal of the research is providing the quality control of pile installation based on the results of their tests with static and, subsequently, dynamic loads, taking into account the current method of pier construction; the correction of the coefficients η and M , which characterize the operation of the piles when their bearing capacity is determined by dynamic loads according to the recommendations of State Standard. The basis for determining the coefficients was a comparison of pile test results under the action of vertical compressive static and dynamic loads.

Research methodology. A comprehensive approach to conducting the control pile tests was developed, which included conducting the tests in two stages. At the first stage, at the construction site, on the supporting structures located at the beginning of the pier, a group of four piles with the diameters 1020 and 1220 mm from the pile field were tested under both static and dynamic loads to compare the obtained results. The correct comparison of pile bearing capacity was provided by the same test conditions for the piles of the same type. In particular, the loading of each pile was completed when close settlement values were obtained, which approached the value $0,2S_u$, at which the bearing capacity of the pile is determined according to the standards.

On the first supporting structures of the pier, the pile tests with static loads were carried out. Later, after resting, they were re-tested with dynamic loads. The obtained results and their analysis made it possible to justify the possibility of replacing the test piles with static loads on dynamic loads on the rest of supporting structures and at the same time not impairing the reliability of quality control of their installation.

At the second stage, the piles with the diameter 1220mm were tested under dynamic loads on the rest of the supporting structures, and three piles with the diameter 1420mm were tested under static loads on the most responsible supporting structures.

The loading method of the piles during testing with static and dynamic loads is adopted in accordance with the requirements of the State Standard of Ukraine [12].

The axial compressive static load on each of the experimental piles was transmitted by the hydraulic jack named DV-400-200, it is capable to transmit the forces up to 4000kN (400ts). The demountable metal beam, which was attached to the anchor piles with the help of welded terminations from the rolled channels, was the jack pad when testing the piles with static loads (Fig. 1). The crown movements of the tested piles were recorded by measuring the movements fixed on the piles terminations relative to the fixed reference system, with PAO-6 protractors.

The piles were driven after resting during the dynamic load test with the hydraulic hammer "PVE 14/16 NL", which was used for their sinking. Pile driving was done sequentially, first with 3, then with 5 strokes. The drop height of the hammer striking part was the same for all the strokes and was 1.1 m.

Research results. According to the geomorphology the site is located within the western (right) underwater coastal slope of Suhly Liman, the bottom surface of the water area is characterized by the absolute marks -11.8...-13.8m, the adjacent area has the absolute marks +1.7...+1.9m.

Neogene deposits of the Upper Cretaceous subtype of the Sarmatian and Meotic horizons are involved in the geological structure of the planned construction area, which are represented by loam soils from mildly plastic to hard consistency with the silty sand lenses saturated with the water, which lay sporadically, and the layers of limestone. Glacial alluvial-estuarine deposits are located on the eroded surface of the native soils, which are represented by large-clastic and shelly soils, sands, loam soils from solid to very soft consistency, and silt.

The experimental piles from the bottom surface of the water area (-11.8...-13.8m) cut through the following engineering and geological elements (EGE), the thickness passed by the piles is:

- EGE2₄² – Heavy loam, very soft – 1.65...3.25 m;
- EGE2₅² – Heavy loam, plastic – 1.0...4.8m;
- EGE2₅³ – Light plastic clay – 1.1...4.2m;
- EGE2₆³ – Heavy, stiff clay – 0.2...0.5 m;
- EGE2₇³ – Light semi-hard clay – 0.8...2.83m;
- EGE2₆² – Light stiff loam – 2.5...4.5m;
- EGE3c⁴ – Medium coarse sand – 0.1...0.4m;
- EGE3⁶ – Wood gravel ground, heterogeneous – 0.3...1.2m;
- EGE5₇² – Sandy clay, semi-hard – 0.2...0.3m;
- EGE5₆² – Sandy clay, hard – 0.5...1.4m;
- EGE5₇³ – Light semi-hard clay – 1.0m.

The bottom ends of the tested piles TP-1, TP-2, TP-4 are driven in EGE 5₇³ – light, hard clay to the depth: TP-1 – 3.8m, TP-2 – 8.6m, TP-4 – 2.5m. The tested pile TP-3 is driven in EGE-5n¹ – silty sand, tight at 2.8 m. The vertical positioning of the tested piles, combined with the engineering and geological cross-section, is shown in Fig. 2.



Fig. 1. Test bench for testing the piles with static loads

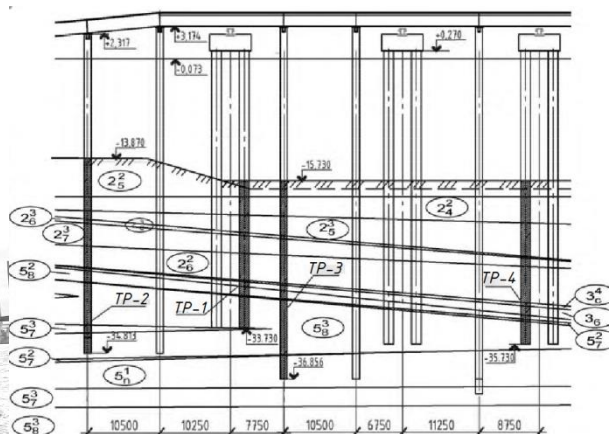


Fig. 2. Position of the piles on the engineering and geological cross-section

The main results of soil tests with the piles under static loads and the tests data with dynamic loads are given in Table. 1. According to the dependence graphs of pile settlement under the load $S=f(P)$, Fig. 3, the bearing capacity was determined for each of the tested piles at the settlement equal to 15 mm, which provided a correct comparison of the obtained results.

Based on the obtained test results, the permissible vertical load on the pile, N , was determined according to State Standard [13] by formula (1):

$$N = F_d / \gamma_k, \tag{1}$$

where: F_d is the bearing capacity of the pile;

γ_k is the reliability coefficient 1.2 was taken when the bearing capacity of the pile was determined based on the results of the field tests with static loads and 1.4 when tested with dynamic loads.

An individual value of the ultimate resistance F_u , based on the data of pile driving with actual residual failures $S_d > 0.002m$ (0.2 cm), obtained when they were tested with dynamic loads, was determined by formula (2):

$$F_u = \frac{\eta \cdot A \cdot M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot E_d}{\eta \cdot A \cdot S_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right], \tag{2}$$

where: η is the coefficient, the value of which is recommended to be taken according to Table 1 [5] depending on the pile material, kN/m^2 ;

A – the cross-sectional area of the pile shaft, m^2 ;

M – the coefficient, the value depends on the soil type in which the pile end is stopped;

E_d – the calculated hammer stroke energy, $E_d = G(H-h)$;

G – the weight of the hammer striking part, $G = 160kN$;

H – the hammer drop, $H = 1.1 m$;

h – for a tubular hammer, $h = 0.3 m$;

$E_d = 160 \cdot (1.1 - 0.3) = 128 kJ$;

ε^2 – the coefficient, $\varepsilon^2 = 0.2$;

s_a – the actual final set from one stroke, m ;

m_1 – the hammer mass, $m_1 = 24.0m$;

m_2 – the mass of pile and crown, t ;

$m_3 = 0$ – the mass of the tailstock;

m_4 – the mass of the hammer striking part, $m_4 = 16$ tons.

Table 1 – Characteristics of the piles and the results of their tests at the first stage

Mark and outer diameter of the pile, mm	Duration of pile rest stat./day test, days	Pile length, m	Total number of hammer strikings with pile driving	Static load tests		Dynamic load tests	
				Bearing capacity of the pile, kN	Stabilized pile settlement, mm	Blow count (number of strokes)	Actual final set from one stroke, S_a , mm
TP-1 1220	18/36	35.0	540	3452	15.00	3	6.0
						5	6.6
TP-2 1020	27/32	37.1	740	3150	15.00	3	3.0
						5	3.2
TP-3 1020	25/30	42.7	808	3321	15.00	3	6.7
						5	12.0
TP-4 1220	28/33	37.0	385	3550	15.00	3	5.5
						5	6.6

According to the received data results of the pile test results with static and dynamic loads, it was determined that in order to obtain the values of allowable calculated pile loads, close to those determined according to the static test results, it is necessary to adjust the coefficient values of the formula (2). In particular, the use of the values of coefficients η and M given in State Standard [9] did not allow to obtain the allowable calculated pile load close to the values, obtained when the pile was tested with static loads. Thus, in the State Standard recommendations, the value of the coefficient η for metal pile shells is completely absent, for metal piles this value is recommended to be 5000 kN/m².

On the basis of the conducted tests, the dependence graphs $Fu_{dyn} = f(\eta)$, Fig. 4, which made it possible to determine the value of the coefficient η for each pile, under the condition that $Fu_{dyn} \approx 1,4N_{stat}$, when the accepted pile load was the same when determined both by the results of static and dynamic pile tests. To construct the graphs, the value of the vertical ultimate resistance when testing the piles with dynamic loads, Fu_{dyn} , was determined with a step change of the coefficient η from 1500 to 4000. At the same time, the value of the coefficient M was taken to be 1.0 – for clay soils and 1.6 – for sandy soils. The results of Fu_{dyn} are shown in Table 2.

Table 2 – Calculated results of the pile ultimate resistance at the first test stage

Convention al symbol of the tested pile	Diamete r, mm	Allowable calculated pile load, when tested with static loads, kN		Limit values of the vertical resistance when testing piles with dynamic loads, Fu_{dyn} with η , kN					The value η , kN/m ² at the ratio $1.4N_{stat}/Fu_{dyn} \approx 1$
		N_{stat}	$1.4N_{stat}$	1500	2000	2500	3000	4000	
TP-1	1220	2877	4028	3193	3559	4116	4136	4570	2420
TP-2	1020	2625	3675	4210	4929	5418	5849	6569	1240
TP-3	1020	2767	3874	3111	3534	3825	4121	4470	2580
TP-4	1220	2858	4001	3150	3515	4054	4080	4481	2450

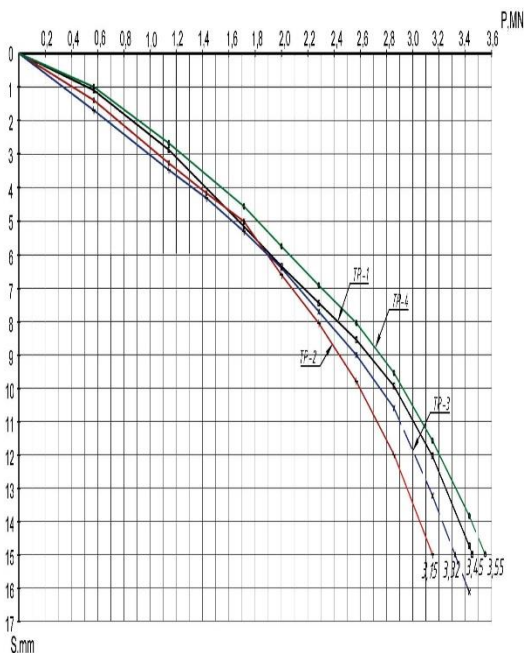


Fig. 3. Dependence graphs of pile settlement under the load

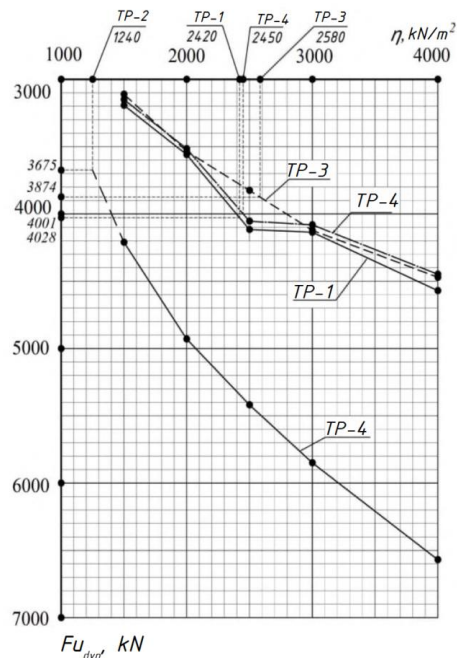


Fig. 4. Dependence graphs $Fu_{dyn} = f(\eta)$

The necessity for adjusting the coefficients η and M is due to the peculiarities of both the engineering and geological conditions of the bottom soils and the construction of the piles. The bottom soils are characterized by significant stratum irregularity, each of the piles cuts through selected EGE, which have different thickness and density. In the process of pile driving, their inner cavity is filled with the soil, which is compacted, in particular, under the action of friction against the inner wall. In addition, for shell piles, the behavior of the bottom end largely depends on the degree of soil compaction, which fills the cavity in the final part of the pile, where the formation of a soil plug with a self-closing effect is possible. And this process is difficult in heterogeneous soils, and the density is significantly affected by the size of the pile absolute diameter.

The results of pile dynamic load tests with the diameter 1220 mm at the second stage are shown in Table 3. The bearing capacity of the piles was determined by the formula (2), using the coefficients determined at the first stage of testing, which were taken as $\eta=2500 \text{ kN/m}^2$, $M=1.0$ – when the bottom end of the pile stopped in clay soils and $M=1.6$ – when in sand. The obtained data for all the test piles confirmed the calculated pile load accepted in the project.

Table 3 – Results of pile tests at the second stage

Conventional symbol of tested pile (axis of the clump location)	Duration of rest, days	Pile length, <i>m</i>	The total weight of the pile with the soil and the head, <i>m₂, t</i>	Operating time of the vibro-driver+the number of hammer blows	Soil conditions under the pile toe	Actual failure of the pile <i>S_w, mm</i>	<i>F_w, kN</i>	Permissible pile load, <i>N, kN</i>	Design pile calculated load, <i>kN</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TP-6 (13)		41.0	74.3	537bl	sand	10	4240	3029	2640
TP-7 (19)		41.0	74.3	68min	sand	7	5372	3837	2640
TP-8 (21)		41.0	74.3	66min	clay	6	3710	2650	2640
TP-11 (25)	22	39.6	71.0	20.8min	clay	6	3752	2680	2640
TP-13 (28)	8	41.0	74.3	15min+390bl	sand	9.5	3970	2835	2640
TP-14 (30)	9	41.5	75.5	12min+740bl	sand	10	4224	3017	2640
TP-15 (33)	9	41.5	75.5	45min+199bl	sand	9	4536	3240	2640
TP-16 (33)	9	41.5	75.5	51min+162bl	sand	9.5	4445	3175	2640
TP-17 (36)	5	39.6	71.0	45min+350 bl	sand	8.5	4784	3417	2376
TP-18 (36)	5	39.6	71.0	48min+340bl	sand	8.0	4981	3559	2376
TP-19 (39)	12	37.0	65.2	39min+196bl	clay	6.5	3637	2598	2376
TP-20 (39)	12	37.0	65.2	36min+227bl	clay	5	4297	3069	2376
TP-21 (42)	5	35.0	60.5	30min+296bl	clay	8.5	3113	2223	2376

Conclusions:

1. The results of pile testing with static loads, which are determined by the regulatory requirements, are a convincing and reliable experimental evidence that confirms the validity of the adopted design considerations when driving pile foundations of the buildings.

2. It was established that the conditions under which the results of pile tests with dynamic loads are correlated with the test results with static loads, which made it possible to conduct the tests with dynamic loads for piles with the diameter 1220 mm in the next sections of the pier construction.

3. It has been established that for metal pile shells, which are driven in the sea water area, when their bearing capacity is determined based on the comparison of test results with static and

dynamic loads, the coefficient η should be taken as 2500kN/m^2 .

4. The database seeding with the pile test results with static and dynamic loads in similar complex engineering and geological conditions can be the basis for adjusting the adopted normative calculation coefficients, as well as for effective optimization of foundation design decisions.

References

- [1] R.A. Mangushev, V.V. Znamenskii, A.L. Gotman, A.B. Ponomarev, *Svai i svainie fundamenti. Konstrukcii_proektirovanie i tehnologii*. 2-e izd. M.: Izd-vo ASV, 2018.
- [2] A.P. Raharinusi, *Primenenie stalnih trubchatih svai s otkritim nižnim koncom v portovih gidrotehničkih soorujenijah*. dis. ... kand. tehn. nauk. Sankt-Peterburg, 1999.
- [3] Desen Kong, Meixu Deng, Yu Xu, "Study on Calculation of Pile Sliding Interval of Large-Diameter Steel Pipe Piles on Offshore Platforms", *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2019. 8 p. Article ID 3549296. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1155/2019/3549296>.
- [4] P. Kitiyodom, W. Wiriyatharakij, "Case study of using static and dynamic pile load tests as quality assurance of existing piles for SRT Red Line Project", *11th International Conference on Stress Wave Theory and Design and Testing Methods for Deep Foundations (SW2022)*, 2022. [Online]. Available: <https://doi.org/10.5281/zenodo.7148548>.
- [5] R.S. Manjon, L.A.V. Mardones, J.R. Zabaleta, C.F. Tado, & R.G. Lablanca, "Static and Dynamic Load Tests of Driven Precast Piles", *11th International Conference on Stress Wave Theory and Design and Testing Methods for Deep Foundations (SW2022)*, 2022. [Online]. Available: <https://doi.org/10.5281/zenodo.7151549>.
- [6] M. Prezzi, & V. Sakleshpur, "Static and dynamic testing and design methods for driven piles in multilayered soil", *11th International Conference on Stress Wave Theory and Design and Testing Methods for Deep Foundations (SW2022)*, 2022. [Online]. Available: <https://doi.org/10.5281/zenodo.7151840>.
- [7] O.V. Novsky, M.V. Marchenko, I.I. Mosicheva, V.O. Novsky, "The results of complex tests of piles during the installation of piled-raft foundations of the grain terminal in difficult soil conditions near the sea coast", *Materials 8th International Scientific Conference "Actual Problems of Engineering Mechanics" (APEM 2021)*, 2021. [Online]. Available: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/1164/1/012055/meta>.
- [8] M.V. Kornienko, I.Y. Zavarzina, "Vusnachennyi nesuchoi zdatnosti pali velukogo diametru za rezultatami statuchnux vuprobuvyn i za normatuvnumu dokyumentamu", *Osnovu i fyndamentu*, issue 35, pp. 54-59, 2014.
- [9] DSTU B.V.2.1.27.2010. Pali. Vznachennya nesuchoi zdatnosti za rezultatami polovih viprobuvan. Minregionbud Ukraïni. Kyiv. 2011.
- [10] A.I. Prudentov, *Jelezobetonnie svai s gruntovim yadrom*. L. Stroiizdat. 1971.
- [11] G.Ya. Bulatov, A.P. Nojnov, "Chislennoe modelirovanie vliyaniya gruntovogo yadra na nesuschuyu sposobnost trubosvai", *Inženerno-stroitel'nyj žurnal*, no. 2, pp. 27–35, 2010.
- [12] DSTU B.V.2.1.1.95. Īrunti. Metodi polovih viprobuvan palyami. Derjkomistobuduvannya i arhitekturi. K. 1998.
- [13] DBN V.2.1.10.2009. Zmina №1. «Osnovi ta fundamenti sporud. Osnovni položennya proektuvannya». Minregionbud Ukraïni. Kiïv. 2011.

СТАТИЧНІ І ДИНАМІЧНІ ВИПРОБУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ ПАЛЬ-ОБОЛОНОК
МОРСЬКОГО ПРИЧАЛУ

¹Митинський В.М., к.т.н., доцент,
mitinskiy.v@gmail.com, ORCID: 0000-0003-3976-2531

¹Новський О.В., к.т.н., професор,
novskiva@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-1404-0348

¹Новський В.О., к.т.н.,
novskiy@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-1404-0348

¹Сушицька Т.А.,
staoif17@gmail.com, ORCID: 0009-0001-9916-3699

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури
вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, Україна

Анотація. Досліджувалась робота паль в інженерно-геологічних умовах акваторії будівництва нового двостороннього пірсу причалу на території морського торгового порту м. Чорноморська у складі розширення виробничих потужностей з перевалки зерна, харчових продуктів, переробки олійних та зернових культур. При будівництві передбачено застосування паль оболонки із металевих труб довжиною 35,0...42,7м з зовнішніми діаметрами 1020, 1220 і 1440 мм.

Нашарування включають неогенові відкладення верхнеміоценового підвідділу сарматського та меотичного горизонтів, які представлені глинистими ґрунтами від м'яко пластичної до твердої консистенції з лінзами пилюватих пісків насичених водою та прошарками вапняків. Палі перерізають спорадичне нашарування суглинків і глин, а їх нижні кінці зупинені в глині і в пилюватих пісках.

Розроблено комплексний підхід до проведення контрольних випробувань паль, який включав проведення випробувань в два етапи. На першому етапі на майданчику будівництва на перших опорах проводились випробування групи із чотирьох паль діаметрами 1020 і 1220 мм як статичними, так і динамічними навантаженнями. Було проведення корегування значень коефіцієнтів η і M , які використовуються при визначенні несучої здатності металевих паль-оболонки при динамічних випробуваннях в особливих геологічних умовах. На другому етапі на подальших опорах виконувались випробування тільки динамічними навантаженнями.

Упором для домкрата при випробуванні паль статичними навантаженнями слугувала інвентарна металева балка, яка закріплювалась до анкерних паль привареними випусками, а переміщення голови фіксувалися прогиномірами. Добивання паль при випробуванні динамічними навантаженнями виконували гідромолотом, якій використовувався для їх занурення.

По результатам аналізу отриманих даних результатів випробувань паль статичними і динамічними навантаженнями визначено, що для отримання величин допустимих розрахункових навантажень на палю, близьких до визначених за результатами статичних випробувань, потрібне корегування значень коефіцієнтів η і M . Встановлено, що для металевих паль-оболонки, які занурені в акваторії моря, при визначенні їх несучої здатності за результатами порівнянь випробувань статичними і динамічними навантаженнями коефіцієнт η слід приймати 2500кН/м^2 , а $M=1,0$ – коли нижній кінець палі зупинявся в глинистих ґрунтах і $M=1,6$ – коли в пісках.

Ключові слова: порт, пірс, гідротехнічна споруда, лиманні відкладення, мул, палі оболонки, статичні випробування, динамічні випробування, несуча здатність.

Стаття надійшла до редакції 12.05.2023

**ПРОТИЗСУВНА СПОРУДА ПІДВИЩЕНОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ
ТА ЗНИЖЕНОЇ МАТЕРІАЛОМІСТКОСТІ**

¹Осадчий В.С., к.т.н., доцент,
ovs1455@gmail.com, ORCID: 0000-0001-8153-8635

¹Анісімов К.І., доцент,
anisimov@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-0447-3927

¹Великий Д.І., к.т.н.,
denislusuj@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1452-6742

¹Бааджи В.Г., асистент,
baadzhi@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-6974-9082

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури
вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, Україна

Анотація. Останнім часом спостерігається активне будівельне освоєння територій із складними інженерно-геологічними умовами. Будівництво на зсувних і зсувонебезпечних схилах призводить до збільшення навантажень на окремі ділянки, що може викликати активізацію старих або розвиток нових зсувів. В результаті виникнення і активізації зсувів утворюються неприпустимі деформації, що ведуть до порушення стійкості схилу, а також руйнування будівель та споруд. Тому при виконанні будівельних робіт на схилах необхідно передбачувати заходи інженерного захисту територій, будівель і споруд, розташованих на схилах або біля них.

На багатьох майданчиках уположення схилів і зведення упорних призм, контрфорсів і контрбанкетів неможливе. Це пов'язано з необхідністю дотримання меж відчуження, наявністю житлових та промислових будівель. В цьому випадку найбільш раціональним засобом є влаштування пальових утримуючих споруд. Вони є оптимальними при потужності зсувної товщі до 15-20 м. При необхідності утримання глибоких зсувів, буронабивні палі піддаються впливу великих за значенням згинальних моментів, що приводить до збільшення кількості паль або їх діаметрів. В результаті цього значно зростає об'єм бурових робіт та витрата матеріалів. Тому особливий практичний інтерес представляють питання раціоналізації конструкцій утримуючих протизсувних споруд.

В роботі розроблені розрахункові моделі та виконане чисельне моделювання взаємодії елементів двох конструкцій утримуючих протизсувних споруд з ґрунтовим масивом. Чисельне моделювання виконувалось в ліцензійному геотехнічному програмному комплексі Midas GTS NX, в якому реалізований метод скінчених елементів (МСЕ). Поведінка ґрунту в розрахункових схемах описувалась пружно-пластичною моделлю Мора-Кулона. В результаті розрахунків напружено-деформованого стану (НДС) елементів утримуючих конструкцій сумісно з ґрунтом, були визначені коефіцієнти запасу стійкості методом редуції та значення внутрішніх зусиль (згинальних моментів і поперечних сил), що виникають в елементах конструкцій. Під отримані внутрішні зусилля було підібране армування утримуючих елементів за допомогою програмного комплексу «SCAD». На основі порівняння витрат основних матеріалів необхідних для влаштування споруд, доведена економічна доцільність застосування утримуючої споруди у вигляді контрфорсів з буросічних паль.

Ключові слова: схил, поверхня ковзання, протизсувна споруда, буросічні палі, контрфорс, розрахункова модель, чисельне моделювання, несуча здатність.

Вступ. При виконанні будівельних робіт на зсувних ділянках схилів необхідно передбачувати заходи інженерного захисту територій, будівель і споруд, розташованих на схилах або біля них. Споруди та заходи інженерного захисту об'єктів повинні забезпечувати довготривалу стабілізацію зсувного та зсувонебезпечного схилу, запобігати утворенню неприпустимих деформацій та руйнуванню будівель та споруд, а також підвищувати стійкість

схилу до нормативного коефіцієнта запасу стійкості в залежності від класу наслідків (відповідальності) об'єктів інженерного захисту.

В інженерній практиці застосовуються наступні заходи щодо запобігання зсувних явищ: планування поверхні схилу і прилеглої до нього території, влаштування систем поверхневого водовідведення, зниження рівня ґрунтових вод, агролісомеліорація, влаштування споруд інженерного захисту. Застосування кожного з цих заходів окремо не дає можливості усунути всіх причин, що викликають зсувні явища, тому їх необхідно виконувати у комплексі. Це не завжди можливо через щільну забудову території. Крім цього, майже всі споруди інженерного захисту потребують значних експлуатаційних витрат. З цих причин, найбільш широке застосування отримали пальові протизсувні споруди глибокого закладення. Такі споруди є одними з найбільш оптимальних, технологічних і економічно ефективних методів стабілізації зсувних зміщень. До недоліків таких конструкцій можна віднести необхідність влаштування великої кількості паль та неможливість їх використання для утримання великих за значенням горизонтальних навантажень. Зі збільшенням зсувного тиску буронабивні палі піддаються впливу великих за значенням згинальних моментів, що приводить до збільшення кількості паль або їх діаметрів. В результаті цього значно зростає об'єм бурових робіт та витрата матеріалів.

В даний час можливості бурової техніки дозволяють влаштовувати бурові палі значної довжини і великого діаметра. Це дає можливість вченим та проектувальникам раціоналізувати існуючі конструкції протизсувних споруд пального типу та розробити нові споруди підвищеної несучої здатності та зниженої матеріаломісткості.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. В інженерній практиці найбільш широке застосування отримали пальові протизсувні споруди закладені в стійкі ґрунти, як найбільш ефективні, технологічні та економічні. Використання палових споруд інженерного захисту дозволяє усунути більшість причин, що викликають зсувні деформації (зсувні складові гравітаційних сил, гідродинамічний тиск ґрунтових вод, ерозію, абразію), а також захистити схили та укоси від впливу сейсмічних та антропогенних навантажень.

Основні вимоги щодо вибору заходів інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувних та обвальних процесів, а також положення розрахунку протизсувних і протиобвальних споруд наведені у нормативних документах ДСТУ-Н В.1.1-37:2016 [1] та ДБН В.1.1-46:2017 [2].

Утримуючі протизсувні конструкції (палові споруди глибокого закладання), у порівнянні із спорудами на природній основі, мають наступні переваги [3]:

- сприяють стабілізації схилу лише механічним утриманням схилу, навіть за наявності комплексу причин, що спричиняють зсув;
- дозволяють уникнути влаштування складної дренажної системи, оскільки окремі пальові елементи не перешкоджають природному руху ґрунтових вод;
- дають можливість локального зміцнення зсуву на якійсь частині схилу;
- дозволяють виконати заглиблення паль у породи, що не зміщуються;
- виключають підрізання схилів, оскільки виготовляються з поверхні ґрунту;
- не потребують експлуатаційних витрат;
- можуть бути також використані у якості фундаментів будівель і споруд.

Питанням дослідження стійкості схилів та укосів, а також взаємодії ґрунтового масиву з елементами утримуючих протизсувних споруд пального типу присвячені роботи багатьох відомих вчених. В результаті великої кількості експериментальних і чисельних досліджень були розроблені методи розрахунків зсувного тиску та граничного зсувного навантаження на палю, отримані залежності для визначення оптимальної відстані між палями.

Завдання з визначення величини зсувного тиску на контрфорсні споруди одними з перших вирішили К.Ш. Шадунц та Л.С. Лапідус [4]. Експериментальним шляхом були отримані характерні зони пластичних деформацій ґрунту перед торцевими частинами контрфорсів. Це дозволило обґрунтувати застосування методів теорії пластичності. Авторами розроблений метод розрахунку окремих контрфорсів, який показав гарну збіжність з натурними та експериментальними дослідженнями.

В роботі [5] запропонована розрахункова схема для визначення зсувного тиску. Відмічено, що для квадратної палі сила опору зміщенню ґрунтів, дорівнює рівнодіючій силі від тиску ґрунту на фронтальну і бічні грані ґрунтової призми. Для використання отриманого рішення у випадку палі круглого перерізу необхідно враховувати коефіцієнт форми, який дорівнює $\pi/4$.

При проектуванні утримуючих споруд інженерного захисту будівель і споруд важливе значення має розподіл зсувного тиску по глибині. Вчені відмічають різний характер епюр тиску від ґрунту на споруди. Форма епюр може бути прямокутною (рівномірно-розподілене навантаження), трикутною та у формі трапеції (лінійно зростаюче навантаження) [5], а також криволінійною (навантаження змінюється за нелінійними залежностями [6]).

Автори робіт [3, 7-11] відмічають, що проектування пальових протизсувних споруд необхідно виконувати виходячи з теорій пластичності і арочного ефекту. За допомогою цих теорій можна визначати крок паль в ряду виходячи з умов не продавлювання ґрунту у простір між палями за рахунок утворення ґрунтового тіла, що несе.

В роботах [8, 12] введені допущення про форму ґрунтового тіла у вигляді арки параболічної форми. Для забезпечення можливості утворення аркових склепінь перед палями кожного ряду, запропоновано приймати відстань між рядами на менше стріли підйому арки [3]. В цьому випадку відбувається передача частини тиску з маси ґрунту, що зміщується на суміжні з нею частини та утворюється ґрунтове тіло, що несе. Після цього палі і ґрунт, який «заклинило» між ними працюють, як суцільна ґрунтобетонна стінка.

В роботі [11] проводились дослідження взаємодії пальових споруд із зсувними ґрунтами пластичної консистенції, при розташуванні пальового ряду на схилі під кутом до напрямку зміщення ґрунтових мас. При цьому застосована жорстко-пластична модель ґрунту. В результаті дослідження визначені припустимі зсувні зусилля, що передаються на палі однорядної конструкції, отримані аналітичні залежності для розрахунку кроку паль та граничного тиску.

Т. Ito та Т. Matsui [13] запропонували метод визначення критичної відстані між палями на основі теорії «пластичних деформацій». Відмічено, що величина граничного тиску зростає при зменшенні кроку між палями, лінійно залежить від питомого зчеплення ґрунту та нелінійно залежить від кута внутрішнього тертя. Розроблені авторами методи розрахунку [14] пальових елементів протизсувних споруд, які враховують розташування паль на схилі та умови закріплення голів паль. На основі виконаних досліджень розроблені рекомендації по проектуванню, які представлені у вигляді номограм.

В роботі [15] проведені чисельні дослідження взаємодії пальового ряду з зсувним ґрунтом методом скінчених елементів. В дослідженнях палі розташовувались по зигзагоподібній траєкторії. Отримані залежності тиску на пальові елементи від переміщення ґрунту добре зійшлась з експериментальними даними. Також моделювання взаємодії ґрунту з одним рядом утримуючих паль методом скінчених елементів виконано в роботі [16]. Виконані розрахунки дозволили отримати картину деформацій ґрунту між палями в тривимірній постановці. В результаті моделювання отримані зони пластичних деформацій і графіки критичних зсувних тисків. Дослідниками вказується, що кріплення укосу пальовими спорудами веде до зміни його НДС.

В роботі [17] виконані експериментально-теоретичні дослідження взаємодії паль-шпонок із зсувним ґрунтом. На основі проведених досліджень розроблені методи розрахунку НДС паль-шпонок у зсувній товщі на переповзання та продавлювання. Метод розрахунку паль-шпонок протизсувних споруд на дію горизонтальної сили в закладанні для випадку, коли рівень закладання паль-шпонок у міцних ґрунтах розміщений нижче від поверхні ковзання на значній глибині наведений в роботі [18]. Запропоновані методики дають змогу коректніше розраховувати палі-шпонки утримуючих протизсувних споруд залежно від ґрунтових умов і отримувати оптимальні параметри для прийняття найбільш економічних і надійних проектно-конструкторських рішень.

Незважаючи на велику кількість існуючих методів розрахунку пальових конструкцій, на сьогоднішній день немає єдиного підходу в питаннях вибору розрахункової схеми та

визначення критичної відстані між утримуючими елементами. Оскільки кріплення схилу або укосу утримуючими пальовими спорудами призводить до зміни напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, тому необхідно виконувати аналіз стійкості з урахуванням утримуючих конструкцій. В останній час, в практиці інженерних розрахунків, широке застосування знайшло чисельне моделювання. Чисельні методи дають можливість з високою точністю та у стислі терміни вирішувати складні інженерні та наукові завдання.

Мета і завдання дослідження. Визначення напружено-деформованого стану елементів утримуючих протизсувних споруд при їх взаємодії з ґрунтовим масивом з метою вибору оптимальної та економічно ефективної конструкції.

Мета роботи була досягнута вирішенням наступних задач дослідження:

– розробити розрахункову схему та виконати чисельне моделювання взаємодії ґрунтового масиву з елементами нової утримуючої протизсувної споруди у вигляді контрфорсів з буросічних паль різного діаметра;

– розробити розрахункову схему та виконати чисельне моделювання взаємодії ґрунтового масиву з елементами традиційної утримуючої протизсувної споруди у вигляді двох рядів буронабивних паль, що розташовані поперек зсувного масиву;

– перевірити економічну ефективність нової конструкції утримуючої протизсувної споруди у вигляді контрфорсів з буросічних паль.

Методи дослідження. Чисельні методи дослідження взаємодії ґрунтового масиву з елементами утримуючих протизсувних споруд за допомогою скінчено-елементного програмного комплексу Midas GTS NX.

Результати дослідження. В представленій роботі виконане чисельне моделювання взаємодії ґрунтового масиву з елементами утримуючих протизсувних споруд. Реалізація чисельного експерименту виконана в ліцензійному геотехнічному програмному комплексі Midas GTS NX, в якому реалізований МСЕ. Поведінка ґрунту в розрахункових схемах описувалась пружно-пластичною моделлю Мора-Кулона. Модель Мора-Кулона найчастіше використовується для моделювання поведінки ґрунтових основ, так як демонструє досить надійні результати в загальних нелінійних розрахунках ґрунтів. Ця модель заснована на залежності між швидкістю зміни ефективних напружень і швидкістю деформацій.

При розробці розрахункових схем, геометричний профіль та фізико-механічні властивості ґрунтів, що складають схил були прийняті відповідно до реальних ґрунтових і топографічних умов схилів Одеського узбережжя. Розрахунковий схил складається з трьох шарів ґрунту. Зсувна товща ґрунтів відділена від корінних порід шаром ґрунту порушеної структури потужністю 0,5 м. Форма поверхні ковзання прийнята близькою до кривої обрушення, характерної для зсуву видавлювання. Фізико-механічні характеристики ґрунтів, що складають схил, наведені у таблиці 1.

Таблиця 1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ з./п.	Найменування ґрунту	Питома вага ґрунту ρ , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя ϕ , град.	Питоме зчеплення c , кПа	Модуль деформації E , МПа
1	Зсувна товща	17	21	21	16
2	Ґрунт порушеної структури	18	5	4	14
3	Основа схилу	20	25	25	25

Палі утримуючих протизсувних споруд і ґрунтовий масив в розрахункових моделях були представлені об'ємними скінченими елементами. Коефіцієнт тертя ґрунту по палі прийнятий, як для зв'язного ґрунту рівним 0,6. Контакт ґрунту з пальовими елементами протизсувних споруд здійснений через площинний інтерфейс. Завдання паль об'ємними елементами дає змогу повноцінно врахувати переріз елемента, а також розподіл напруг по перерізу. Це є дуже важливим при застосуванні паль складних перерізів.

В процесі проектування утримуючих протизсувних споруд пальового типу, для попередження утворення неприпустимих деформацій, порушення стійкості схилу, а також руйнування будівель та споруд, дуже важливим є визначення і врахування усіх навантажень та впливів, які будуть діяти на палі. Крім розрахунків стійкості схилу необхідно також виконувати перевірку утримуючих елементів на міцність. Розрахунки на міцність дозволяють визначити оптимальні розміри паль. При значних величинах зсувного тиску міцність палі може виявитись лімітованою. В цьому випадку розрахунки стійкості не мають ніякого сенсу. Таким чином, вибір оптимальної конструкції можливий в результаті розрахунків утримуючих споруд за граничними станами першої (за міцністю та стійкістю) і другої (за моментом появи та ширині розкриття тріщин, а також за деформаціями) груп.

Виконані в роботі чисельні експерименти полягали в визначенні НДС елементів утримуючих споруд за двома варіантами конструкцій пальового типу. Прийняті конструкції відносяться до пальових споруд глибокого закладення. Основна відмінність споруд полягає в принципі розташуванням утримуючих елементів по відношенню до напрямку руху зсувної товщі.

Розрахунковий схил віднесений до зсувонебезпечного. Клас наслідків (відповідальності) споруди прийнятий СС2. Нормативний коефіцієнт запасу стійкості при основному сполученні навантажень складає 1,20. Навантаження і впливи, прийняті для розрахунків стійкості схилу, відповідають вимогам нормативних документів ДСТУ-Н В.1.1-37:2016 [1] і ДБН В.1.1-46:2017 [2].

Максимальна критична відстань між утримуючими елементами, виходячи з умов не продавлювання ґрунту та глибина закладення елементів нижче кривої ковзання визначені за методикою, представленою в роботі [3]. Таким чином, критична відстань між палями становить 2 м. Глибина закладення паль в стійкі ґрунти основи схилу прийнята рівною 6 м.

В розрахункових схемах крок і діаметри утримуючих елементів підбирались таким чином, щоб при застосуванні для утримання зсувного тіла кожного з варіантів конструкцій були отримані близькі коефіцієнти запасу стійкості. При цьому відстань між палями не може перевищувати визначену критичну відстань, що дорівнює 2 м.

Перша конструкція (варіант 1) представлена новою конструкцією утримуючої протизсувної споруди пальового типу [19]. Поперечний розріз утримуючої протизсувної споруди представлений на рис. 1.

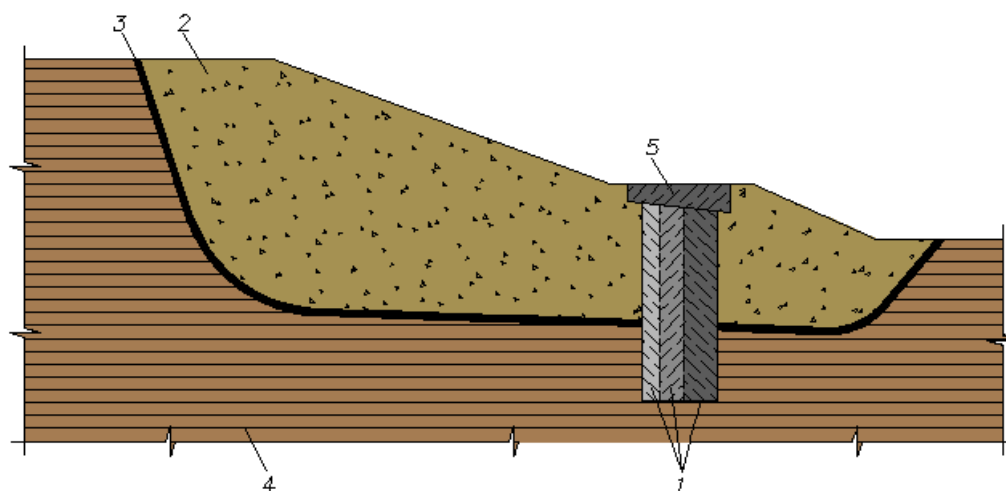


Рис. 1. Поперечний розріз протизсувної споруди

Протизсувна споруда виконана у вигляді контрфорсів, поздовжні вісі яких паралельні одна одній, які складаються з буросічних паль 1 різного діаметра, що влаштовані в зсувній товщі ґрунту 2, прорізають поверхню ковзання 3 і заглиблені нижніми кінцями у стійкі корінні породи 4 [19, 20]. Контрфорси об'єднані між собою зверху монолітним залізобетонним ростверком 5 змінної висоти, з похилою нижньою гранню.

В розрахунковій моделі конструкція складається з ряду контрфорсів з буросічних паль (рис. 2), діаметр яких збільшується в напрямку переміщення зсуву. Кожен контрфорс утворений палями діаметрами 800, 1000 і 1200 мм. Довжина контрфорсів, з врахуванням глибини закладення в основу схилу, складає 20 м. Ширина контрфорсів становить 2,6 м. Відстань між контрфорсами, згідно з розрахунками, становить 2 м.

Друга конструкція (варіант 2) представлена традиційною утримуючою спорудою, яка виконана з двох рядів буронабивних паль, що розташовані поперек схилу (рис. 3). Діаметри паль обох рядів прийняті рівними 1200 мм. Довжина паль, як і в першому варіанті конструкції, складає 20 м. Крок паль і відстань між рядами прийняті 1,5 м. Палі розташовані в шаховому порядку. Зменшення кроку паль пов'язане із неможливістю підбору армування під розрахункові внутрішні зусилля, що виникають в елементах при кроці 2 м.

Загальний вигляд розрахункової моделі з конструкціями утримуючих протизсувних споруд представлений на рис. 4. В розрахункових схемах, за двома варіантами прийнятих конструкцій, утримуючі елементи зверху не були об'єднані ростверком.

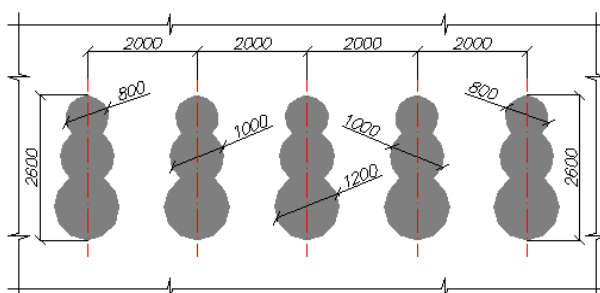


Рис. 2. План утримуючої споруди у вигляді контрфорсів з буросічних паль (варіант 1)

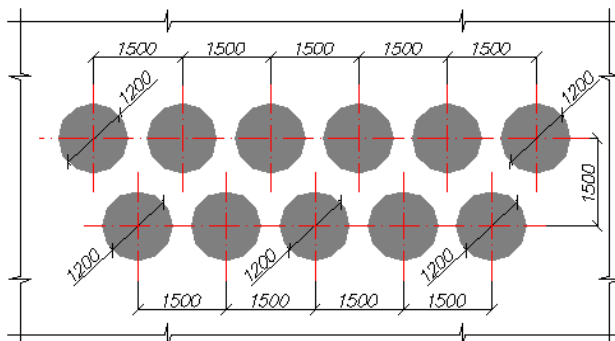


Рис. 3. План утримуючої споруди у вигляді двох рядів з буронабивних паль (варіант 2)

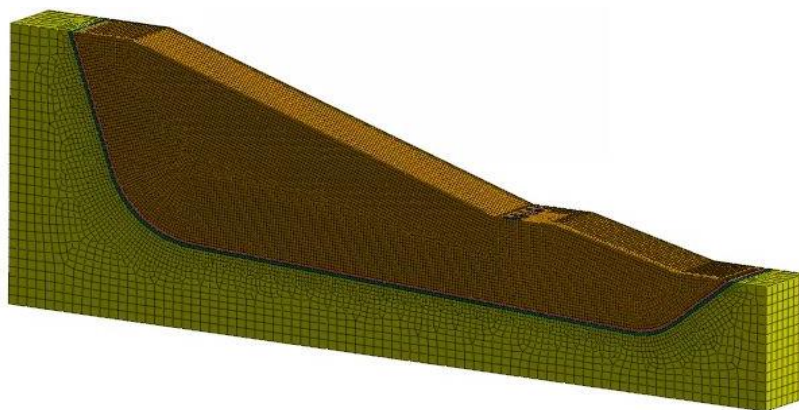


Рис. 4. Загальний вигляд розрахункової моделі

Розрахунки НДС ґрунтового масиву сумісно з конструкціями утримуючих протизсувних споруд виконувались МСЕ, з визначенням коефіцієнту запасу стійкості методом редукції (зниження міцнісних характеристик). Метод редукції полягає в поступовому зниженні зсувної міцності і виконанні розрахунку НДС до тих пір, поки рішення не перестане сходитися. Така ситуація відповідає обваленню укосу, а максимальний коефіцієнт зниження зсувної міцності вважається мінімальним коефіцієнтом запасу стійкості. За допомогою даного методу чисельного аналізу можливо моделювати форму обвалення близьку до реальної. При цьому досить точно може бути оцінений механізм обвалення і визначений мінімальний коефіцієнт запасу стійкості схилу (укосу). Даний метод розрахунку є досить витратним, так як вимагає багаторазового виконання нелінійного розрахунку. При цьому він дозволяє отримувати більш точні результати за прийнятний час при використанні сучасної обчислювальної техніки.

В результаті розрахунків НДС ґрунтового масиву сумісно з елементами утримуючих споруд, були отримані зони максимальних дотичних напружень і значення коефіцієнтів запасу стійкості, визначених методом редукції. Загальна стійкість схилу з урахуванням утримуючих споруд у вигляді контрфорсів з буросічних паль (варіант 1) забезпечена з мінімальним коефіцієнтом запасу стійкості $k_{st}=1,203$, при прийнятому нормативному значенні $k_{sn}=1,20$. Коефіцієнт запасу стійкості схилу з урахуванням конструкції з двох рядів буронабивних паль (варіант 2) складає $k_{st}=1,207$.

Також були визначені значення внутрішніх зусиль (згинальних моментів і поперечних сил), що виникають в палювих елементах при основному сполученні навантажень (рис. 5, 6).

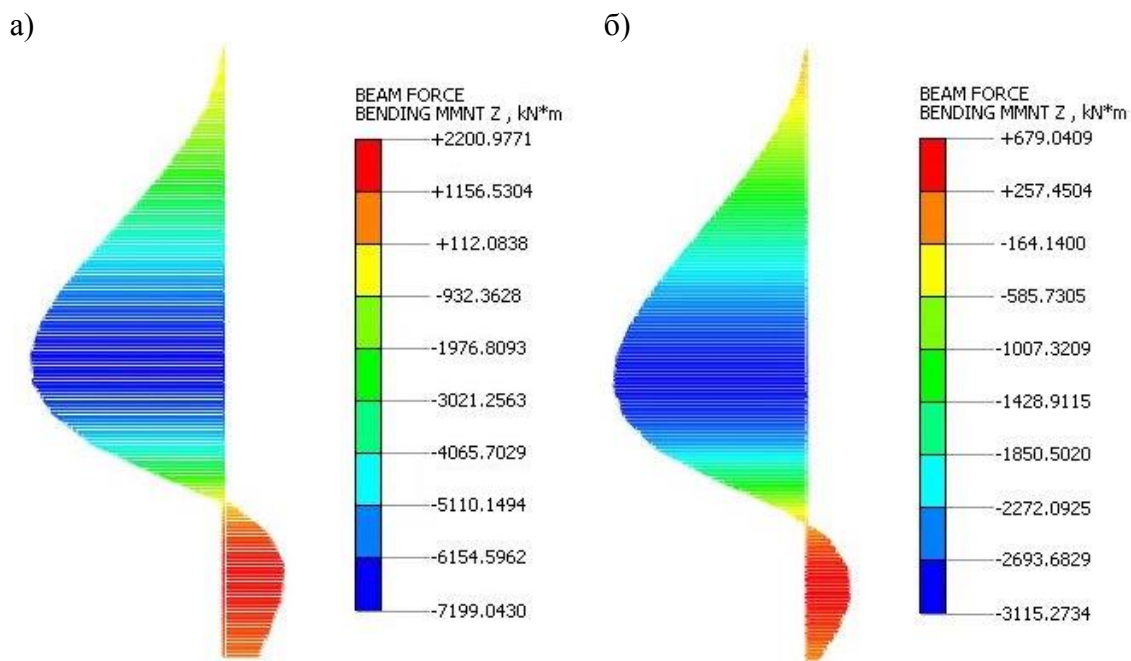


Рис. 5. Епюри згинальних моментів в палювих елементах, кН·м:
а – контрфорс з буросічних паль (варіант 1); б – буронабивна паля (варіант 2)

Максимальне значення згинального моменту, що виникає в контрфорсах з буросічних паль (варіант 1) становить $M=7199$ кН·м. В буронабивних палях (варіант 2) максимальний згинальний момент дорівнює $M=3115$ кН·м. Максимальні поперечні сили становлять $Q=2986$ кН та $Q=1210$ кН відповідно.

Щоб забезпечити необхідну міцність конструкцій утримуючих споруд необхідно провести розрахунки і підібрати кількість арматури для сприйняття діючих навантажень. Кількість арматури в палях залежить від кроку і діаметрів утримуючих елементів, а також від величини зсувного тиску. При цьому бажано щоб відсоток армування конструкції складав 0,5-3% від площі перерізу елемента.

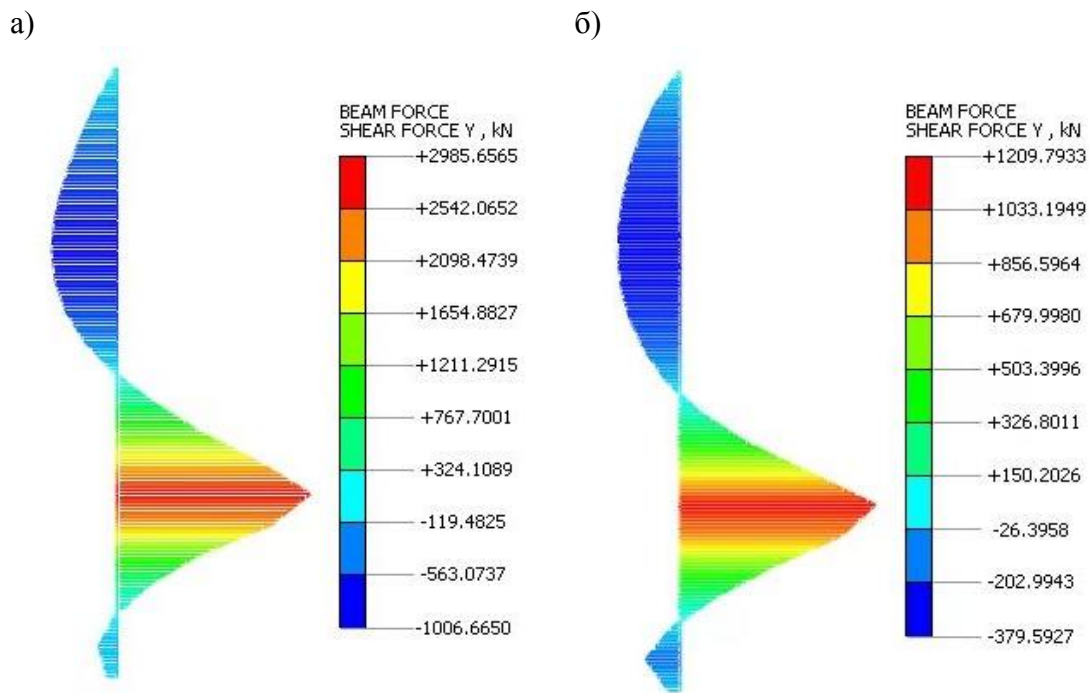


Рис. 6. Епюри поперечних сил в пальових елементах, кН:
 а – контрфорс з буросічних паль (варіант 1); б – буронабивна паля (варіант 2)

За отриманими в результаті розрахунків НДС максимальними згинальними моментами і поперечними силами було підібране армування утримуючих елементів за допомогою програмного комплексу «SCAD». Палі влаштовуються в ґрунті шляхом заповнення пробурених свердловин бетонною сумішшю класу C25/30 на сульфатостійкому портландцементі з маркою по морозостійкості F150 і водонепроникності W6. Підбір арматури здійснювався при основному поєднанні навантажень з урахуванням короточасного і тривалого розкриття тріщин з подальшою перевіркою на міцність.

Оскільки елементи утримуючої споруди нового типу мають складний переріз, якого немає в типовому наборі перерізів програми, був здійснений підбір еквівалентного перерізу. В якості еквівалентного перерізу прийнятий тавровий переріз, який найбільш близько апроксимує форму контрфорсу з буросічних паль за геометричними характеристиками. Розбіжність геометричних характеристик вихідного і еквівалентного перерізів не перевищує 3% по кожній з характеристик.

Результати підбору армування утримуючих елементів за двома варіантами конструкцій представлені на рис. 7, 8. Значення коефіцієнтів використання прийнятого армування наведені в таблицях 2, 3.

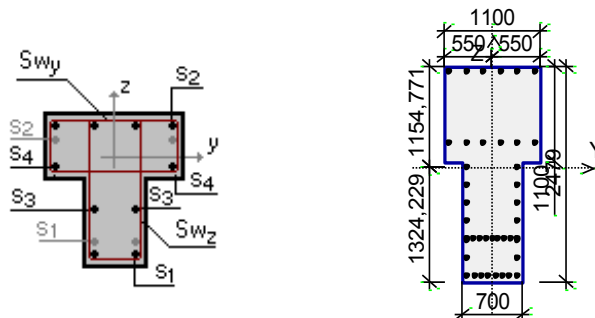


Рис. 7. Результати підбору армування для контрфорсів з буросічних паль (варіант 1)

Таблиця 2 – Значення коефіцієнтів використання прийнятого армування для контрфорсів з буросічних паль (варіант 1)

№ з./п.	Перевірка	Коефіцієнт використання	Графічне відображення
1	Міцність за граничним моментом перерізу	0,424	
2	Ширина розкриття тріщин (короткочасна)	0,633	
3	Ширина розкриття тріщин (тривала)	0,949	
4	Міцність по похилій смузі між похилими тріщинами	0,008	
5	Міцність по похилій тріщині	0,011	

Армування контрфорсів здійснюється просторовими зварними металевими каркасами. На влаштування поздовжнього армування контрфорсів необхідно 17 стрижнів Ø36 мм та 24 стрижня Ø16 мм арматури класу А500С. Поперечне армування здійснюється хомутами з арматури класу А240С Ø10 мм. Крок поперечної арматури 300 мм. Захисний шар бетону для поздовжньої (робочої) арматури прийнятий 50 мм.

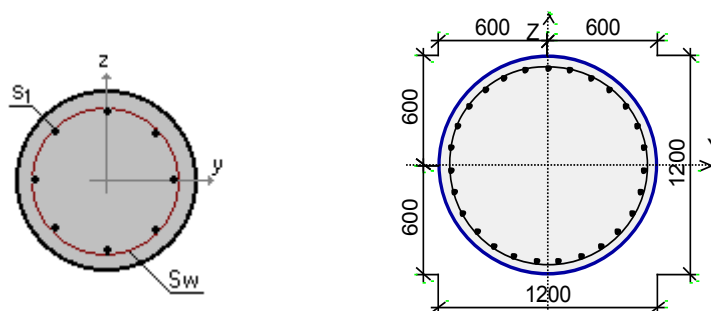


Рис. 8. Результати підбору армування для буронабивних паль (варіант 2)

Таблиця 3 – Значення коефіцієнтів використання прийнятого армування для буронабивних паль (варіант 2)

№ з./п.	Перевірка	Коефіцієнт використання	Графічне відображення
1	Міцність за граничним моментом перерізу	0,594	
2	Ширина розкриття тріщин (короткочасна)	0,634	
3	Ширина розкриття тріщин (тривала)	0,951	
4	Міцність по похилій смузі між похилими тріщинами	0,032	
5	Міцність по похилій тріщині	0,080	

Армування буронабивних паль здійснюється просторовими зварними металевими каркасами. Поздовжнє армування влаштовується з 27 стрижнів Ø36 мм арматури класу

A500C. В якості поперечного армування підібрана арматура класу A240C Ø12 мм. Крок поперечної арматури 100 мм. Захисний шар бетону для робочої арматури прийнятий 50 мм.

Відсоток армування круглих буронабивних паль становить 2,5%, що не перевищує значення оптимального відсотка рівного 3%. Відсоток армування контрфорсів з буросічних паль складає 1%.

З ціллю оцінки економічної ефективності нової конструкції утримуючої протизсувної споруди були визначені витрати бетону та арматури на влаштування кріплення ділянок схилу різної довжини. Довжина ділянок прийнята кратною кроку утримуючих елементів за двома варіантами. Розрахунки виконані для обох варіантів конструкцій утримуючих споруд.

При цьому для влаштування одного контрфорсу з буросічних паль Ø 800, 1000, 1200 мм необхідно 48,36 м³ бетону класу C25/30 та 3677,52 кг арматури (A240C і A500C).

На влаштування однієї буронабивної палі необхідно:

а) бетону класу C25/30 – $V_k = 22,61 \text{ м}^3$;

б) арматури класів A240C і A500C загальною вагою 5049,32 кг.

Отримані об'єми основних матеріалів, необхідних для влаштування кріплення розрахункового схилу, наведені в таблиці 4.

Таблиця 4 – Витрати основних матеріалів на влаштування кріплення схилу

Довжина ділянки схилу, м	Кількість контрфорсів, шт.	Об'єм бетону, м ³	Загальна вага арматури, т	Кількість буронабивних паль, шт.	Об'єм бетону, м ³	Загальна вага арматури, т
30	16	773,76	58,84	41	927,01	207,02
60	31	1499,16	114,00	81	1831,41	408,99
90	46	2224,56	169,17	121	2735,81	610,97
120	61	2949,96	224,33	161	3640,21	812,94
150	76	3675,36	279,49	201	4544,61	1014,91

Висновки:

1. Конструкція утримуючої протизсувної споруди у вигляді контрфорсів з буросічних паль може бути використана для стабілізації зсувонебезпечних та зсувних схилів, а також підвищення стійкості ділянок схилів, на яких експлуатуються, реконструюються та будуються будівлі і споруди різного призначення.

2. Контрфорс з буросічних паль має набагато більшу згинальну жорсткість і міцність, ніж кілька одиночних бурових паль разом. Завдяки цьому конструкція утримуючої споруди у вигляді контрфорсів здатна сприймати значно більші значення зсувного тиску та може бути використана для стабілізації глибоких зсувів.

3. Максимальне значення згинального моменту, що виникає в контрфорсах з буросічних паль (варіант 1) становить $M=7199 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Максимальний згинальний момент в буронабивних палях (варіант 2) дорівнює $M=3115 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Максимальні поперечні сили становлять $Q=2986 \text{ кН}$ (варіант 1) та $Q=1210 \text{ кН}$ (варіант 2).

4. За результатами попередніх розрахунків встановлено, що застосування конструкції протизсувної споруди у вигляді контрфорсів з буросічних паль (варіант 1), для ділянок схилу 30÷150 м, дозволяє економити на бетоні від 19,8 до 23,5%.

5. На влаштування елементів утримуючої споруди з двох рядів буронабивних паль (варіант 2), для ділянок схилу 30÷150 м, необхідно від 3,5 до 3,6 раз більше арматури у порівнянні із конструкцією за варіантом 1.

6. Більш точне визначення економічної ефективності від застосування конструкції у вигляді контрфорсів з буросічних паль можливе після складання кошторисів на влаштування утримуючих споруд, з урахуванням технології виконання робіт.

Література

1. ДСТУ-Н В.1.1-37:2016. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. [Чинний від 01.04.2016]. Київ: ДП «УкрНДНЦ, 2017. 94 с.
2. ДБН В 1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. [Чинні від 01.11.2017]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. 43 с.
3. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции. М: Стройиздат, 1979. 81 с.
4. Шадунц К.Ш., Лapidус Л.С. Укрепление откосов слабых насыпей сваями. *Вопросы геотехники*. Труды ДИИТа. 1962. Вып. №5. С. 48-55.
5. Орагвелидзе З.С. Механическое закрепление оползней с помощью буронабивных свай: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. Тбилиси, 1984. 124 с.
6. Wang Y. Distribution of earth pressure on retaining wall. *Geotechnique*. 2000. Vol. 50, № 1. P. 83–88.
7. Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия. Киев: Наукова думка, 2009. 330 с.
8. Гинзбург Л.К. Стабилизация оползневых склонов удерживающими конструкциями глубокого заложения: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. Днепропетровск, 1975. 29 с.
9. Гинзбург Л.К. Противооползневые сооружения: монография. Днепропетровск: Лира ЛТД, 2007. 188 с.
10. Недря Г.Д. Фундаменты, обтекаемые оползневymi массами: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. Киев, 1988. 19 с.
11. Маций С.И. Взаимодействие свайных рядов с грунтом оползней: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. СПб., 1991. 23 с.
12. Шадунц К. Ш. К расчету контрфорсных сооружений. *Вопросы геотехники*: Труды ДИИТа. 1962. Вып. №5. С. 24-42.
13. Ito T., Matsui T. Methods to estimate lateral force action on stabilizing piles. *Soils and foundations*. 1975. Vol. 15, № 3. P. 43–59.
14. Ito T., Matsui T., Hong W. Design method for stabilizing piles against landslide – one row of piles. *Soils and foundations*. 1981. Vol. 21, № 1. P. 21–37.
15. Adashi T., Kimura M., Tada S. Analysis on the preventive mechanism of landslide stabilizing piles. *Numerical Models in Geomechanics*. proc. 3th Int. symp., London, 1989. P. 691-698.
16. Ang E.-C., Loehr J.E., Smith D.E. Numerical investigation of limit soil pressure for design of pile stabilized slopes. proc. 11th Int. conf. of IACMAG, Torino, 2005. Vol. 2. P. 319-326.
17. Сильченко К.В. Работа утримувальної протизсувної споруди у вигляді паль-шпонок: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. Київ, 2010. 19 с.
18. Калюх Ю.И., Кильвандер Э.Я., Сильченко К.В. Метод расчета сваи-шпонки противооползневого сооружения в заделке на действие горизонтальной силы. *Будівельні конструкції*. Збірник наукових праць. 2008. Вип. 71, Кн. 2. С. 229-234.
19. Протизсувна споруда : пат. 152347 Україна : МПК E02D 29/02 (2006.01). № u 202202949 ; заявл. 15.08.2022 ; опубл. 11.01.2023, Бюл. № 2.
20. Osadchy V.S., Anisimov K.I., Vaadzhi V.G. Landslide protection structure in the form of counterforts made of bored piles. *Сучасне будівництво та архітектура*. Збірник наукових праць. 2022. №2. С. 104-112.

References

- [1] DSTU-N V.1.1-37:2016. Nastanova shodo inzhenerenogo zahistu teritorij, budivel i sporud vid zsuiv ta obvaliv. Kiyiv: DP «UkrNDNC, 2017.
- [2] DBN V 1.1-46:2017. Inzhenernij zahist teritorij, budivel i sporud vid zsuiv ta obvaliv. Osnovni polozhennya. Kiyiv: Minregionbud Ukrayini, 2017.
- [3] L.K. Ginzburg, *Protyvoopolznevye uderzhivaiushchye konstruksyy*. Stroiyzdat. M., 1979.
- [4] K.Sh. Shadunc, L.S. Lapidus, "Ukreplenie otkosov slabyh nasypej svayami", *Voprosy geotekhniki*, Trudy DIITA, vol. 5. pp. 48-55, 1962.
- [5] Z.S. Oragvelidze, *Mehanicheskoe zakreplenie opolznej s pomoshyu buronabivnyh svaj: dis. ... kand. tehn. nauk: 05.23.02*. Tbilisi, 1984.
- [6] Y. Wang, "Distribution of earth pressure on retaining wall", *Geotechnique*, vol. 50, no. 1, pp. 83-88, 2000.
- [7] A.Y. Byleush, *Opolzny y protyvoopolznevye meropryiatya*. Naukova dumka. K., 2009.
- [8] L.K. Ginzburg, *Stabilizatsiya opolznevnyh sklonov uderzhivayushimi konstruktsiyami glubokogo zalozheniya*, avtoref. dis. ... kan. teh. nauk, Dnepropetrovsk, 1975.
- [9] L.K. Ginzburg, *Protyvoopolznevyye sooruzheniya: monografiya*. Dnepropetrovsk: Lira LTD, 2007.
- [10] G.D. Nedrya, *Fundamenty, obtekaemye opolznevymi massami*, avtoref. dis. ... kand. tehn. nauk: 05.23.02. Kiev, 1988.
- [11] S.I. Macij, *Vzaimodejstvie svajnyh ryadov s gruntom opolznej*, avtoref. dis. ... kand. tehn. nauk: 05.23.02. SPb., 1991.
- [12] K. Sh. Shadunc, *K raschetu kontrforsnyh sooruzhenij*, *Voprosy geotekhniki*, Trudy DIITA, vol. 5. pp. 24-42, 1962.
- [13] T. Ito, T. Matsui, "Methods to estimate lateral force action on stabilizing piles", *Soils and foundations*, vol. 15, no. 3, pp. 43-59, 1975.
- [14] T. Ito, T. Matsui, W. Hong, "Design method for stabilizing piles against landslide – one row of piles", *Soils and foundations*, vol. 21, no. 1, pp. 21-37, 1981.
- [15] T. Adashi, M. Kimura, S. Tada, "Analysis on the preventive mechanism of landslide stabilizing piles", *Numerical Models in Geomechanics*, proc. 3th Int., symp., London, pp. 691-698, 1989.
- [16] E.-C. Ang, J.E. Loehr, D.E. Smith, "Numerical investigation of limit soil pressure for design of pile stabilized slopes", 11th, Int., conf. of IACMAG, vol. 2, pp. 319-326, 2005.
- [17] K.V. Silchenko, *Robota utrimuvalnoyi protizsuvnoyi sporudi u viglyadi pal-shponok*, avtoref. dis. ... kand. tehn. nauk: 05.23.02. Kiev, 2010.
- [18] Yu.I. Kalyuh, E.Ya. Kilvander, K.V. Silchenko, "Metod rascheta svai-shponki protivopolznevnogo sooruzheniya v zadelke na dejstvie gorizontalnoj sily", *Budivelni konstruktsiyi*. vol. 71, kn. 2, pp. 229-234, 2008.
- [19] Protizsuvna sporuda : pat. 152347 Ukrayina : MPK E02D 29/02 (2006.01). № u 202202949 ; zayavl. 15.08.2022 ; opubl. 11.01.2023, Byul. № 2.
- [20] V.S. Osadchy, K.I. Anisimov, V.G. Baadzhi "Landslide protection structure in the form of counterforts made of bored piles", *Suchasne budivnictvo ta arhitektura*, no. 2, pp. 104-112, 2022.

LANDSLIDE PROTECTION STRUCTURE OF INCREASED BEARING CAPACITY AND REDUCED MATERIAL CONSUMPTION

¹**Osadchy V.S.**, PhD., Assistant Professor,
ovs1455@gmail.com, ORCID: 0000-0001-8153-8635

¹**Anisimov K.I.**, Assistant Professor,
anisimov@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-0447-3927

¹**Velykyi D.I.**, PhD,
denislusuj@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1452-6742

¹**Baadzhi V.G.**, Assistant,
baadzhi@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-6974-9082

¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*
4, Didrichson street, Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. Recently, there has been active construction development of territories with difficult engineering and geological conditions. Construction on landslide and landslide-prone slopes leads to increased loads on individual areas, which can cause activation of old or the development of new landslides. As a result of the occurrence and activation of landslides, unacceptable deformations are formed, which lead to a violation of the stability of the slope, as well as the destruction of buildings and structures. Therefore, when performing construction works on slopes, it is necessary to provide measures for engineering protection of territories, buildings and structures located on or near slopes.

On many sites, the placement of slopes and the erection of supporting prisms, buttresses and counterbanks is impossible. This is due to the need to observe the limits of alienation, the presence of residential and industrial buildings. In this case, the most rational means is the installation of pile retaining structures. They are optimal for shear strength of up to 15÷20 m. If it is necessary to contain deep landslides, bored piles are exposed to large bending moments, which leads to an increase in the number of piles or their diameters. As a result, the volume of drilling work and consumption of materials increases significantly. Therefore, issues of rationalization of retaining anti-slide structures are of particular practical interest.

The paper calculation models were developed and numerical modeling of the interaction of elements of two structures of retaining anti-slide structures with the soil massif was performed. Numerical modeling was performed in the licensed geotechnical software complex Midas GTS NX, which implements the finite element method. The behavior of the soil in the calculation schemes was described by the Mohr-Coulomb elastic-plastic model. As a result of calculations of the stress-strain state of the elements of the retaining structures compatible with the soil, the coefficients of the reserve of stability were determined by the reduction method and the value of the internal forces (bending moments and transverse forces) arising in the elements of the structures. The reinforcement of the retaining elements was selected for the obtained internal forces using the "SCAD" software complex. On the basis of a comparison of the costs of the main materials necessary for the construction of structures, the economic feasibility of using a landslide protection retaining structure in the form of buttresses made of bored piles has been proven.

Keywords: slope, sliding surface, landslide protection structure, bored piles, buttress, calculation model, numerical modeling, load-bearing capacity.

Стаття надійшла до редакції 8.05.2023

MODERN METHOD OF APPLYING THE MIXTURE ON A VERTICAL SURFACE

²**Galushko V.O.**, Doctor of Technical Sciences, Professor,
dtn.gva@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5744-0486

¹**Meneilyuk O.I.**, Doctor of Technical Sciences, Professor,
meneilyk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1007-309X

¹**Bichev I.K.**, Ph.D., Associate Professor,
bichev@ukr.net, ORCID: 0000-0002-3000-2600

¹**Kyryliuk S.V.**, Ph.D.,
kirilstani@ukr.net, ORCID: 0000-0002-8871-8302

¹**Uvarov D.Yu.**, acquirer,
s21uvarov@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-1000-2135-9113-42X

³**Uvarova A.S.**, student,
nastya.pidoyma@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1416-7181

¹*Odesa State Academy of Construction and Architecture*
St. Didrichsona, 4, Odesa, 65029, Ukraine

²*Donbas National Academy of Construction and Architecture*
St. Karpatska, 15, Ivano-Frankivsk, 76019, (temporary), Ukraine

³*Khortytsk National Educational and Rehabilitation Academy*
St. 59, Naukovo Mischechka, Zaporizhzhia, 69017, Ukraine

Abstract. When applying mixtures to a vertical surface, it is not always possible to use stationary equipment. This includes scaffolding, cradles, aerial work platforms, and, for small volumes, installation climbers. The mixture is usually applied with a roller, brush or spray gun. These methods lead to excessive consumption of the mixture, increased work time, and often a lack of safety precautions. Working at height is very dangerous, especially in the current environment. Therefore, both in our country and abroad, scientists are developing new alternatives to manual, semi-manual and mechanised methods. One of these mechanisms is automation and robotics. The task of the workers is to control the work processes, monitor the supply of materials and replace equipment as necessary. Such mechanisms are operated by up to three workers.

Having studied all the available information, the authors proposed to use the Portal equipment to perform a range of works at height. It will allow you to perform work on slopes, terraces, and hard-to-reach places. To do this, you need to make a small terrace, level the surface, mount the rails, and install the Portal. Then, using additional mechanisms, the equipment is attached. In the first stage, augers are used to drill a well into which the reinforcement is installed, and the concreting process is carried out using various removable devices (winches, drills, etc.) that are attached to the Portal.

In the second stage, the ground is excavated, and the pile is exposed by 3.6 metres. In the third stage, a wooden formwork is placed between the piles. The frame is partially attached to the pile, and the outer side of the formwork is mounted. The concreting process is carried out sequentially. First, the lower part is concreted, and then the upper part. In the fourth stage, the mixture is applied to the surface.

The article presents and analyses the results of laboratory studies of the operation of the Portal equipment with a device for intensifying the injection of a flowing mixture. The following schemes were considered when choosing the technology of mixture injection: perpendicular-straight-line, perpendicular-circular and inclined-straight-line. The optimal combinations of layer thickness and the angle of inclination of the nozzle axis to the surface and technological schemes of application are given.

Keywords: mixture application, automation and robotisation, Portal equipment, slope protection, wall in the ground.

Introduction. When applying mixtures to a vertical surface, it is not always possible to use stationary equipment. This is primarily due to the danger of working at height. For small volumes and small areas, installation climbers are used. There is a need to monitor both the work performed and compliance with safety regulations. Therefore, many national and international scientists are developing alternative equipment and methods for performing such work.

The analysis of the latest research and publications is following. In the past, the mix was usually applied to vertical surfaces with rollers, brushes or sprayers, using scaffolding, cradles or climbers (depending on the height of the wall enclosure). These methods were expensive, labor-intensive and dangerous. In addition, they were life-threatening to the operator, so many domestic and international scientists are developing alternatives to perform these tasks at a minimal cost. One such alternative is robotisation [1].

Robotisation is progressing in the manufacturing industry. Worldwide, the popularity of robots is growing exponentially. This growth is also accompanied by large-scale investments in research and development in the field of robotics. In recent years, there has been a growing demand for the use of robots and automated machines and systems in the construction process [2].

The domestic specialists and scientists engaged in this area are O.I. Meneilyuk, V.O. Halushko, A.F. Petrovskiy, I.A. Yemelyanova, D.O. Chaika and others [3-5] as well as foreign scientists - Scott Peters, Mark Pivac, Markus Kayser, Nery Oxman, Joseph Paradiso, Daniela Rus, Nikita Chen-Yun-Tai, etc. [6-8]. They are engaged in automation and robotics of production processes and mathematical modelling for automation in various areas of industrial and construction products. With the help of automation, you can reduce the duration of work and increase production productivity, quality and safety of work. Based on the received information, the Portal was developed, which provides the opportunity to perform work in automatic mode on the construction site.

The purpose and objectives of the research of this article are to develop a mechanism that will allow performing work at altitude and slopes qualitatively and more safely.

The task of the research is to analyse the existing methods of application on a vertical surface and offer its technology.

The materials and methods of the research are following. Currently, there are the following ways to perform work on restoring the vertical surfaces, ref. to Table 1.

Table 1 – Ways to perform work

Name of the method of work performance	Use of a cost-effective method for damaged vertical surfaces		
	low – height up to 10 metres	middle – height from 10 to 20 metres	high – height over 20 metres
	new / destruction on the surface	new / destruction on the surface	new / destruction on the surface
From the ground (preparatory work)	+/-	-	-
From scaffolds	++	++	++
From cradles	--	-/+	-/+
From lift truck	-/+	-/+	-/+
By industrial climbers	-/+	+/-	+/-

The analysis of the table results showed that applying the mixture to a vertical surface from the ground will be more efficient up to 2 m, and then it is necessary to choose lift trucks, scaffolding, and industrial climbers – depending on the volume. For surfaces with a height of 10 to 20 m, it is more efficient to use scaffolding, lift trucks and industrial climbers. For floors over 20 m, scaffolding and lift trucks are used. This, in turn, leads to an increase in the cost of work. Therefore, the authors developed the Portal equipment, which may be an alternative in the future.

It includes two units. The first unit is the main unit, which provides autonomous operation, and the second unit is a semi-unit that can be extended to the first unit and cannot operate autonomously. There may be several such semi-units depending on the length of the facility (Fig. 1).

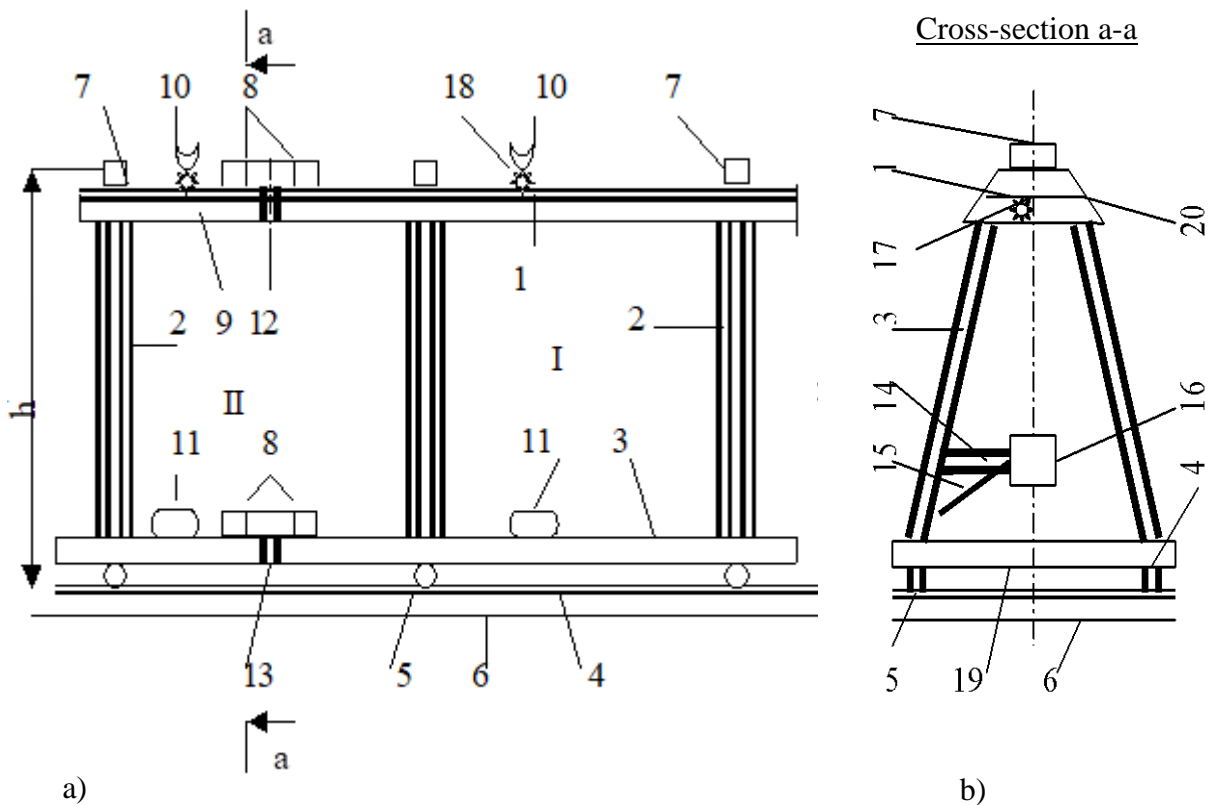


Fig. 1. Equipment for strengthening ground and foundations and for performing pile foundations for strengthening slopes: a – general appearance; б – cross-section by "a-a" of the Portal
 1 – portal; 2 – rack; 3 – connecting shelf; 4 – rail; 5 – wheel; 6 – ties; 7 – jacks; 8 – connecting bar; 9 – semi-portal; 10 – graduated guide element; 11 – clamps to hold the auger or pile during the extension process; 12 – hinged connection of the Portal; 13 – hinged connection of the Portal; 14 – console; 15 – brace; 16 – screw clamp; 17 – winch; 18 – trolleys; 19 – lower reinforcing shelf of the anchor element; 20 – upper reinforcing shelf of the anchor element

The Portal [9] is an autonomous frame and a half-frame, including a longitudinal span (portal) – 1; racks – 2, which are installed vertically with an inclination to ensure a more stable state, forming an anchor element; connecting shelf – 3, which provides a rigid connection of two oppositely located end anchor elements, and the anchor elements themselves have reinforcing shelves, respectively, lower – 4; upper – 5; half-portal – 6.

For free movement around the work site, the Portal has wheels – 7 in the form of articulated joints and rails – 8, which are laid on the floor. The rails – 9 can be laid on sleepers to reduce the loads – 9.

In the upper part of the Portal, at specially defined points, plates are rigidly welded on which portable screw jacks are installed – 10. The joint operation of the main unit and the semi-unit is ensured by a hinged connection – 11, 12 with the help of connecting strips – 13.

The Portal is equipped with a movable graduated element in the form of a toothed hemisphere – 14, on the trolleys – 15, on which both the first block and the other block can be equipped with devices for piling. The next step is to change the retaining wall devices. The following equipment is attached to the Portal: grab, winch, etc.

Due to the work that can be carried out at different heights, the Portal is made in the form of various structural elements being built up. With the help of additional mechanisms, it is multifunctional. The device is used to intensify the injection of the flowing mixture to apply the mixture to a vertical surface.

Holding on to the weight of the device for intensification of the fluid mixture is carried out using grips – 16 with clamp – 17, which are attached to the console – 18 with a brace – 19.

Rigging is carried out using a winch – 17, with stops that include a ratchet wheel, shaft, pawl, axle, spring, various types of grip, etc. These devices do not prevent the lifting of the load but

exclude the possibility of its spontaneous descent under the influence of its weight.

For the manufacture of structures using steel alloys, following current standards for specific elements as to the operating conditions.

The Portal works this way. For most current performing work, most often, the work is carried out on the slopes, and a terrace is performed. After levelling the surface, the rails on which the Portal is installed are mounted. In the first stage, using screws, drilling of the well into which the reinforcement is installed is carried out, and the concreting process is carried out using various detachable devices (winches, drill, etc.) that are attached to the Portal.

In the second stage, the soil is developed, and the pile is exposed by 3.6 meters. In the third stage, a wooden formwork is arranged between the piles. The frame is partially attached to the pile, and the outer side of the formwork is mounted. The concreting process is carried out sequentially. First, the lower part is concreted, and then the upper part. In the fourth stage, the mixture is applied to the surface (Fig. 2).



a – drilling process



b – concreting of a pile



c – soil development



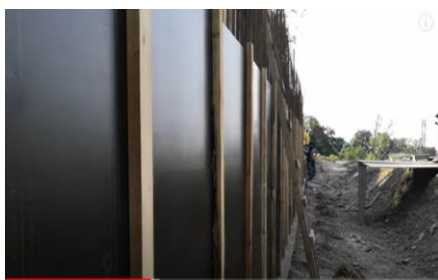
d – general view of piles



e – concrete foundation is performed



f – installation of internal formwork and reinforcing frame



g – general view of the formwork



h – concreting process



i – general view of the retaining wall

Fig. 2. Technological sequence of performing a vertical retaining wall

This Portal [9] has an advantage over well-known equipment in that:

- it provides an increase in labour productivity and complex mechanisation of production processes, reduced capital costs, which makes it possible to increase the operational suitability of structures;

- the structural elements of the main supporting equipment Portal are mass-produced, which provides installation of elements manually, without mechanisms;
- when switching to another parking lot, the entire complex of the mechanisation device does not require dismantling and installation during operation due to the possibility of moving its assembly along rails or additional extension of half-blocks;
- the presence of a hinge connection of the block and the half-block allows performing work on a break;
- the combination of a block and a half-block ensures the execution of work simultaneously on several grippers;
- due to the possibility of trailed equipment, several processes are ensured when performing a retaining wall.

Further development of the theory and practice of modern methods of work in compressed, space-limited conditions of operated structures and their reconstruction is achieved.

Research results. When applying the mixture to a vertical surface, the device is attached to the gantry. The upper part of the gantry frame has fasteners that allow the nozzle to move from top to bottom without changing the path [10].

The following is a device that can be used to perform work at height. Namely: cleaning the surface, priming and applying the mixture (Fig. 3).

The dry mixture of the appropriate composition is fed through a branch pipe – 1, which has a hinged ball joint – 3 or a rigid connection with a hollow shaft – 7 and further into the body – 2, on which a forward auger – 4 and a reverse auger – 5 are freely mounted, which start to rotate in different directions, and special spacer retainers – 6 ensure their design position, at the same time, the hollow shaft – 7 rests on plugs – 9, which are limit cases – 2.

The dry mixture is gradually moved to the humidification zone, where water is supplied through holes – 8, which are located on a certain section of the shaft – 7. Further, under the action of acceleration, the moistened mixture is moved to the reverse action auger – 5, which is fed to the corresponding part of the structure. To regulate the amount of mixture supplied, the nozzle – 10 has a set of gate valves – 11, which are replaced and accordingly increase or decrease the opening and the amount of mixture supplied.

At the same time, to increase the speed of feeding the appropriate mixture, the nozzle – 10 is installed perpendicular to the axis of the hollow shaft – 7.

These technical features ensure the use of the proposed technical solution in construction based on the following advantages:

- improved quality of intensification of the spray mixture;
- it becomes possible to adjust the quantity, and hence the speed of feeding the mixture by using one of the gate valves;
- the operational suitability that provides such a "Device ..." compliance with the criterion "Industrial suitability" is increased.

This goal is achieved by the fact that the utility model "Device for intensification of fluid injection" is based on the task, which is based on the known technical solution "Device for spraying a fluid mixture", replacing the purpose of some elements by constructive changes and adding new elements and ensuring their interaction. By working together, it became possible to create the corresponding "Device..." namely, a cylindrical body limited by plugs in the centres of which a hollow shaft is hinged or rigidly mounted, on which mixing elements are fixed, freely rotating in different directions, and equipped with spacers, the so-called direct and reverse action, creating conditionally active zones of activation and moistening, in a certain area in the humidification zone, the hollow shaft has through holes and is ball-and-socket or rigidly connected to the mixture supply pipe, and the nozzle in the form of a conical cross-section is mounted perpendicular to the axis of the hollow shaft and is provided with a set of certain gate valves [10, 11].

New in the invention is the use of mixing elements that freely rotate in different directions simultaneously and the placement of the nozzle perpendicular to the axis of the hollow shaft.

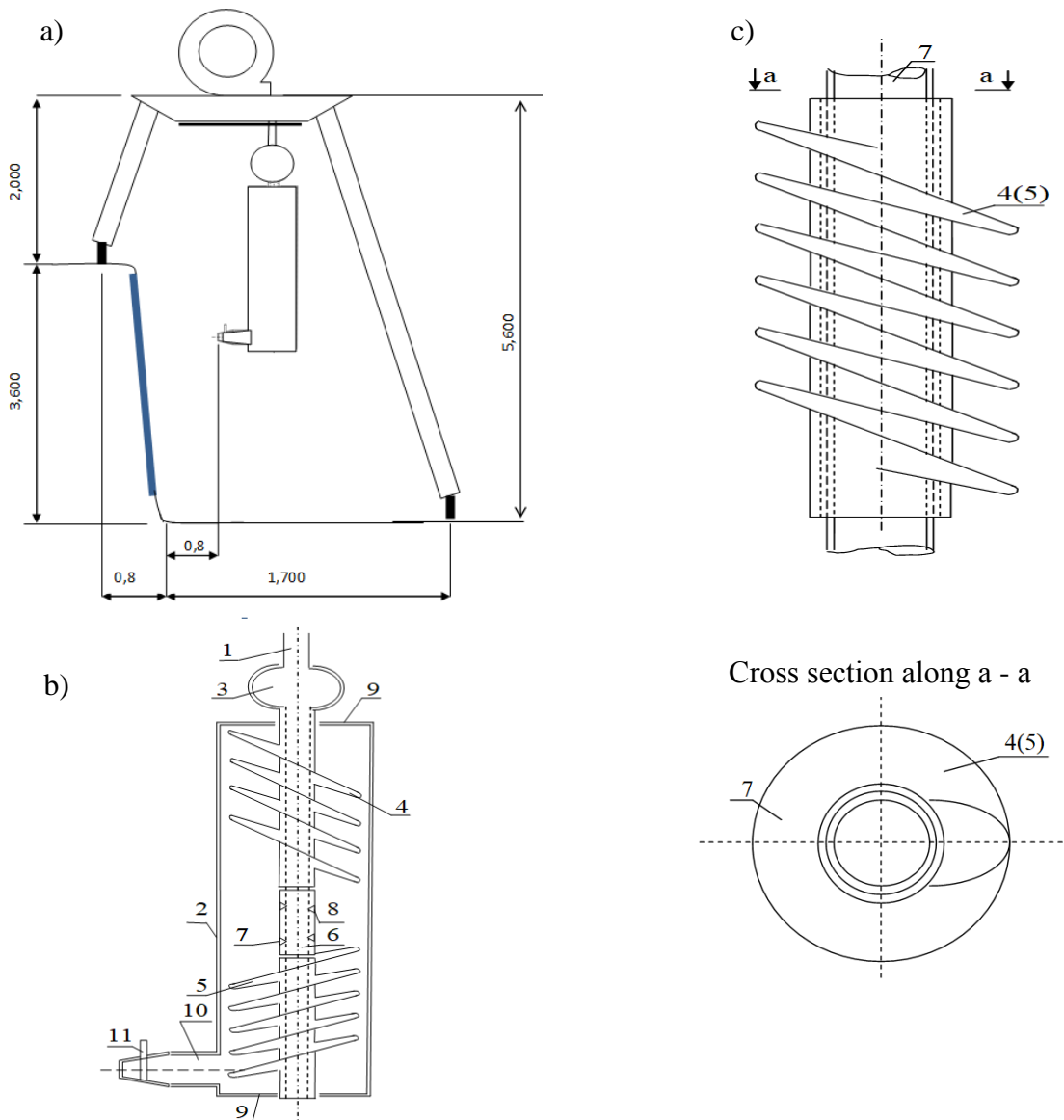


Fig. 3. Device for intensification of fluid mixture ejection:

a – general view of the equipment; b – device; c – auger; 1 – mixture supply branch pipe; 2 – body; 3 – hinged ball joint; 4 – forward auger; 5 – reverse auger; 6 – spacer retainer; 7 – hollow shaft; 8 – through-holes; 9 – plug; 10 – nozzle; 11 – gate valve

The following results were obtained during laboratory tests: the distance from the nozzle to the vertical surface ranged from 0.8 to 1.2 m, while the amount of mixture rebound ranged from 17.2 to 16.4%.

Based on the results obtained, a graph of the dependence of the strength of the mixture and the number of losses on the angle of inclination of the nozzle to the surface was constructed (Fig. 4).

The analysis of Fig. 4 shows that the strength of the mixture and the number of losses depend on the angle of inclination of the nozzle and the thickness of the layer to be placed. At a mixture layer thickness of 50 mm and an inclination angle of 15° to 25° , the amount of losses reaches a minimum level of 8.5 to 9.5%, and the tensile strength is between 37 and 39 MPa. In engineering terms, this angle of inclination is optimal in terms of the criteria for assessing the strength of the mixture with the surface and the amount of mixture loss.

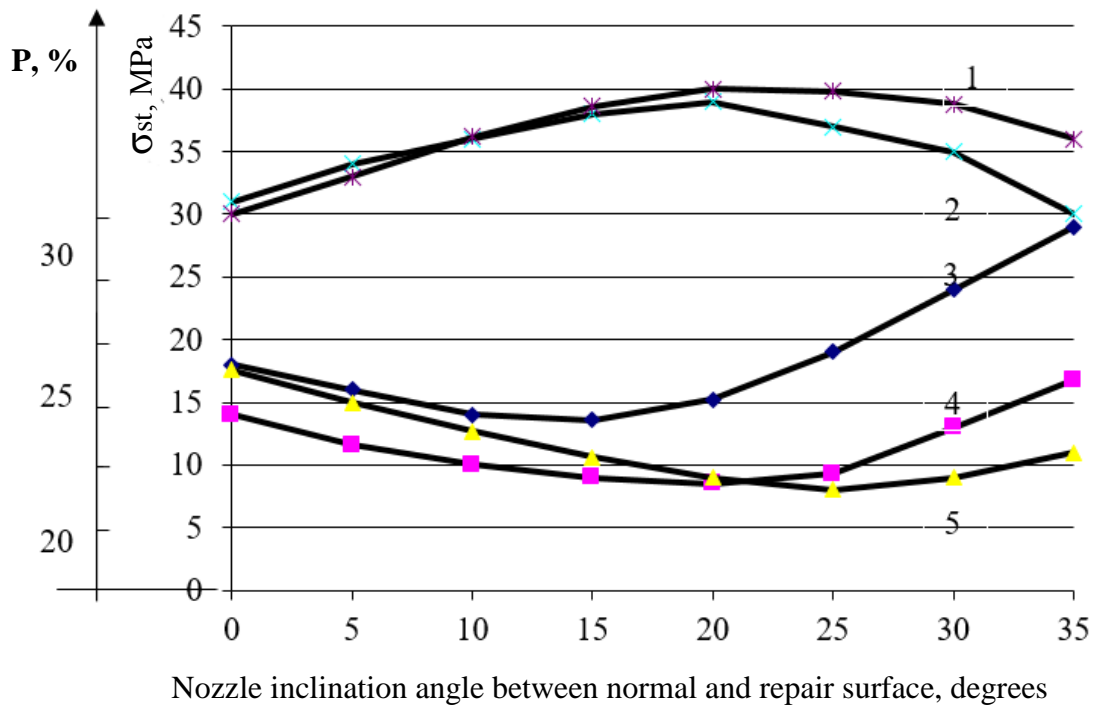


Fig. 4. Diagram of the dependence of the strength of the mixture and the number of losses on the angle of the nozzle to the vertical surface:

1, 2 – compressive strength limit, σ_{st} , MPa; 3, 4, 5 – quantity of losses, P, %, (3 – layer strip thickness of 30 mm; 1, 4 – mixture layer strip thickness of 50 mm; 2, 5 – layer strip thickness of 80 mm)

The following schemes were considered when choosing the technology for supplying the mixture: perpendicular-straight, perpendicular-circular and inclined-straight. For these schemes, the optimal combinations of concrete mix application were selected: with perpendicular-straight – nozzle angle 90-layer thickness 30 mm. At least two layers should be applied in a circular rotation. This is due to the perpendicular-circular movement, as the layers are unevenly laid on the surface. Therefore, by applying two coats, a uniform application thickness of 50 mm can be achieved. For oblique-rectilinear movement, the optimal angle of inclination is 20° and a thickness of 80 mm. In this case, the amount of loss is minimal. The particles of the mixture penetrate deeply into the surface, so the maximum strength.

Table 2 shows the optimal combinations of the layer thickness and the angle of inclination of the nozzle axis to the surface and the technological schemes of application.

Table 2 – Optimal combinations

No.	Technological schemes	The thickness of the applied layer, mm	The angle of inclination of the nozzle from normal to the surface of the structure, °
1	perpendicularly straight	30	90
2	perpendicularly circular	50	90
3	inclined and straight	80	20

The analysis of various methods showed that the most appropriate organisation of the technological process of laying concrete mixture is the method of supplying concrete using the proposed installation [9, 10]. This installation is compact and occupies a small place. This allows you to increase productivity and perform work efficiently, as workers have the opportunity to move freely in the room where the work is performed.

The conclusions and prospects for further research are following. The offered "Portal" equipment makes it possible to perform several technological processes. Namely: drilling, installation, concreting, cleaning and application of the mixture on a vertical surface due to the change of equipment. This will reduce the time, cost of work, improve the quality of work and reduce the risk of workers working at height.

References

- [1] A. Zhu, P. Pauwels, B. De Vries, "Component-based robot prefabricated construction simulation using IFC-based building information models", *Automation in Construction*, 152, 104899, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2023.104899>.
- [2] C.D. Atkinson, F. Aslani, "Performance of 3D printed columns using self-sensing cementitious composites", *Construction and Building Materials*, 375, 130961, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130961>.
- [3] Valentyna Halushko, Alexander Meneilyk, Anatolii Petrovskiy, Denys Uvarov, Anastasiia Uvarova, "Development of technology of mixture application on vertical surface", *Technology Audit And Production Reserves*, vol. 2, no. 1(64), pp. 6-10, 2022. DOI: 10.15587/2706-5448.2022.257050. <http://journals.uran.ua/tarp/issue/view/15443>.
- [4] O. Meneilyuk, A. Petrovskiy, O. Borisov, S. Kyrlyuk, "Development of device technology anti-filtration screen with use screw equipment", *Economic and Social Developmen - 32nd International Scientific Conference on Economic and Social Development*, 2018. <https://www.proquest.com/openview/6c5eb6e77f622e24c43a78d15b000801/1?pq-origsite=gscholar&cbl=2033472/>.
- [5] I.A. Emeljanova, D.O. Chayka, V.O. Bondar, V.V. Virchenko, "Concrete pump working capacity determination in the composition of small-sized technological set equipment for the wet method gunite work", *Industrial Machine Building, Civil Engineering*, no. 2 (51), pp. 166-179, 2018. <https://doi.org/10.26906/znp.2018.51.1310>.
- [6] S. Ercan Jenny, L.L. Pietrasik, E. Sounigo, E. Lloret-Fritschi, M. Hutter, "Continuous Mobile Thin-Layer On-Site Printing", *Automation in Construction*, 146, 104634, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104634>.
- [7] M. Kayser, L. Cai, S. Falcone, B. Darweesh, N. Oxman, "Freeform Design of a multi-agent, fiber composite digital fabrication system", *Science Robotics*, 3(22), 5630, 2018. <https://www.science.org/doi/10.1126/scirobotics.aau5630>.
- [8] V. Sumini, M. Muccillo, J. Milliken, A. Ekblaw, J. Paradiso, "SpaceHuman: A soft robotic prosthetic for space exploration", *Conference on Human Factors in Computing Systems - Proceedings*, 2020. <https://dl.acm.org/doi/10.1145/3334480.3383087>.
- [9] V.O. Halushko, Portal dlia vykonannia remontno-vidnovliuvalnykh robit. Patent na korysnu model no. 45279 U; zaiavl. 21.05.2007; Opubl. 10.11.2009, Biul. no. 21.
- [10] O.I. Meneiliuk, V.A. Halushko, O.M. Halushko, M.M. Donchenko, Prystrii dlia intensyfikatsii napryskuvannia tekuchoi sumishi. Patent na korysnu model no. 101756 U; zaiavl. 20.04.2015; Opubl. 25.09.2015, Biul. No. 18.
- [11] I. Barabash, D. Harashenko, "Mechanoactivation of Portland cement in the technology of manufacturing the self-compacting concrete", *Eastern-european journal of enterprise technologies*, no. 3/6 (93), pp. 12-17, 2018.

СУЧАСНИЙ СПОСІБ НАНЕСЕННЯ СУМІШІ НА ВЕРТИКАЛЬНУ ПОВЕРХНЮ

²Галушко В.О., д.т.н., професор,
dtn.gva@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5744-0486

¹Менейлюк О.І., д.т.н., професор,
meneilyk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1007-309X

¹Бічев І.К., к.т.н., доцент,
bichev@ukr.net, ORCID: 0000-0002-3000-2600

¹Кирилюк С.В., к.т.н.,
kirilstani@ukr.net, ORCID: 0000-0002-8871-8302

¹Уваров Д.Ю., здобувач,
s21uvarov@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-1000-2135-9113-42X

³Уварова А.С., студентка,
nastya.pidoyma@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1416-7181

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури
вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, Україна

²Донбаська національна академія будівництва і архітектури
вул. Карпатська, 15, м. Івано-Франківськ, 76019, (тимчасово), Україна

³Хортицька національна навчально-реабілітаційна академія
вул. Наукового містечка, 59, м. Запоріжжя, 69017, Україна

Анотація. При нанесенні сумішей на вертикальну поверхню не завжди можливо використовувати стаціонарне обладнання. А саме: риштування, люльки, автовишки, та при невеликих об'ємах запрошують монтажних альпіністів. Нанесення суміші виконується зазвичай валиком, пензлем або фарбопультотом. Ці способи призводять до перевитрати суміші, збільшення тривалості роботи, і часто не дотримання техніки безпеки. Виконувати роботи на висоті дуже небезпечно, а особливо у сучасних умовах. Тому, як у нашій країні, так і за кордоном, вчені розробляють нові альтернативи ручному, напівручному та механізованому способам. Одним з таких механізмів є автоматизація та роботизація. Завданням робітників зводиться до того, щоб контролювати процеси виконання робіт, стежити за поданням матеріалу та в міру необхідності замінювати обладнання. Такі механізми обслуговують до трьох робітників.

Вивчивши всю наявну інформацію, автори запропонували для виконання комплексу робіт на висоті використовувати обладнання «Портал». Воно дозволить виконувати роботи, на сходах, терасах, важкодоступних місцях. Для цього потрібно зробити невелику терасу, вирівняти поверхню, змонтувати рейки, та встановити портал. Далі за допомогою додаткових механізмів кріпляться обладнання. На першому етапі за допомогою шнеків виконують буріння свердловини, в яку встановлюють арматуру, та виконується процес бетонування, за допомогою різних знімних пристроїв (лебідки, бура, та інші), які кріпляться до порталу.

На другому етапі розробляється ґрунт і паля оголюється на 3,6 метри. На третьому етапі між палями влаштовується дерев'яна опалубка. Каркас частково кріпиться до палі та монтується зовнішня сторона опалубки. Виконується процес бетонування послідовно. Спочатку нижня частина бетонується, а потім верхня. На четвертому етапі виконується нанесення суміші на поверхню.

Приведені та проаналізовані результати лабораторних досліджень роботи обладнання «Портал» з пристроєм для інтенсифікації напружування текучої суміші. При виборі технології подачі суміші розглядалися такі схеми: перпендикулярно-прямолінійне, перпендикулярно-кругоподібне та похило-прямолінійне. Наведено оптимальні поєднання товщини шару та кута нахилу осі сопла до поверхні та технологічні схеми нанесення.

Ключові слова: нанесення сумішей, автоматизація та роботизація, обладнання «Портал», захист схилів, стіна в ґрунті.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2023

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

у збірнику наукових праць

“Сучасне будівництво та архітектура”

До опублікування у фаховій збірці наукових праць приймаються раніше не опубліковані наукові статті, із зазначеною нижче **тематикою публікацій**:

1. Архітектура.
2. Будівельні конструкції.
3. Будівельні матеріали та технології.
4. Гідротехнічне та транспортне будівництво.
5. Інженерні мережі та обладнання.
6. Основи та фундаменти.
7. Технологія та організація будівельного виробництва.

Стаття повинна відповідати тематиці збірника, публікуватися вперше і включати такі елементи:

- актуальність та постановку проблеми у загальному вигляді, її зв'язок із важливими науковими чи практичними завданнями;
- аналіз останніх досліджень і публікацій, у яких представлено вирішення даної проблеми і на які спирається автор; виділення невирішених раніше частин загальної проблеми, яким присвячується дана стаття;
- формулювання цілей статті (постановка завдання);
- виклад основного матеріалу дослідження з повним обґрунтуванням отриманих наукових результатів;
- висновки з даного дослідження і перспективи подальшого розвитку у даному напрямку;
- список літератури.

Загальні вимоги до оформлення тексту

Статті подаються в електронному вигляді файлом Word 97 – 2003 в форматі .doc. Назва файлу має містити номер тематики публікації та прізвище першого автора (наприклад, 5 Іванов.doc).

Статті подаються українською чи англійською мовою і друкуються мовою оригіналу.

Текстова частина статті набирається на аркушах формату **A4** шрифтом **Times New Roman 12 пт** через одинарний інтервал, вирівнюється по ширині сторінки, поля по 2 см з усіх боків, абзацний відступ – 1,0 см. **Обсяг статті 7-16 повних сторінок разом з анотаціями.**

Структура статті:

- *індекс УДК* (вирівняно по лівому краю без абзацного відступу, прописний, напівжирний);
- *назва статті* (відцентрована, усі літери прописні, напівжирні, переноси не допускаються);
- *прізвище, ініціали всіх авторів, науковий ступінь, вчене звання* (вирівняно по правому краю, прізвище – напівжирний; ступінь і звання – рядковий);
- *повна назва вищого навчального закладу чи організації* (курсив, вирівняно по правому краю; якщо автори з різних навчальних закладів, то кожен автор з окремого рядка);

– *електрона пошта* (вирівняно по правому краю та поряд унікальний номер ORCID);
– *анотації до статті* (абзацний відступ, назва напівжирна, анотації пишуться двома мовами: українською і англійською).

Текст першої анотації пишеться мовою основного тексту статті та повинен бути **не менш як 1800 знаків**.

Текст другої анотації, якщо видання не є повністю англійськомовним, кожна публікація не англійською мовою супроводжується анотацією англійською мовою обсягом **не менш як 1800 знаків**. Якщо видання не є повністю українськомовним, кожна публікація не українською мовою супроводжується анотацією українською мовою обсягом **не менш як 1800 знаків**. Друга анотація розміщується в кінці статті після списку літератури на англійській мові.

Дві анотації повинні коротко повторювати структуру статті, що включає введення, ціль, методику, результати, висновок. Машинний переклад **не дозволяється**.

– *ключові слова* (міжрядковий інтервал не робиться, абзацний відступ, назва напівжирна, текст ключових слів не більше 6–8 слів).

Назва статі, прізвище і ініціали, науковий ступінь, вчене звання, місце роботи, анотація і ключові слова – повторюються українською та англійською мовами.

Між рядками з індексом УДК, назвою статі, прізвищем авторів, анотацією, основним текстом і переліком літератури, літературою на англійській мові та другою анотацією одинарний інтервал.

– *Основний текст статті*.

Структура основного тексту статті згідно з постановою ВАК України № 7-05/1 від 15.01.2003 р. (Бюлетень ВАК України №1, 2003 р.) повинна мати такі необхідні елементи (*назви структурних елементів в тексті статті потрібно виділити напівжирно*):

– вступ (постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок з важливими науковими чи практичними завданнями);

– аналіз останніх джерел досліджень і публікацій, у яких започатковано розв'язання проблеми (бажано, щоб це був аналіз останніх публікацій у фахових журналах) і на які опирається автор, виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття;

– постановка мети та завдання (формулювання мети та завдань досліджень);

– матеріали та методи дослідження (опис використаних матеріалів та методів дослідження проблеми, що розглядається у статті);

– основний матеріал і результати (виклад основного матеріалу дослідження з повним обґрунтуванням отриманих наукових результатів);

– висновки (наукова новизна, наукове та практичне значення результатів дослідження, перспективи подальших наукових розроблень);

– *література* (відцентрована, напівжирна; посилання в тексті подають у квадратних дужках [2]; список літератури наводиться відповідно порядку посилань у тексті згідно з ДСТУ 8302:2015 та записується в стовпчик; написання «Джерела інформації», «Перелік літератури» **не допускається**). Бібліографічний список наводиться мовою оригіналу та транслітерується.

– *бібліографічний список (References)*. Для відтворення українських власних назв засобами англійської мови при перекладі публікації англійською мовою застосовується транслітерація. Найменування організацій та установ, що не перекладаються на англійську мову, також транслітеруються. Транслітерація прізвищ авторів виконується залежно від мови оригіналу джерела відповідно до вимог Постанови Кабінету Міністрів України від 27.01.2010 р. № 55 «Про впорядкування транслітерації українського алфавіту латиницею». Бібліографічний список повинен бути оформлений з використанням стилю **IEEE STYLE** згідно з «Міжнародним стилем цитування та посилання в наукових роботах», Київ, 2016.

Таблиці слід виконувати в редакторах Word без заливання. Кожна таблиця має бути надрукована з відповідним заголовком та нумерацією після першого посилання на неї. Ширина таблиць не повинна перевищувати поля сторінки. Шрифт в таблиці повинен відповідати шрифту статті.

Формули мають бути виконані в редакторі формул *Equation 3.0* чи *MathType* з використанням тільки загальноприйнятих шрифтів (Times New Roman; Symbol). Кожна формула набирається як один об'єкт, нумерація формул арабськими цифрами справа в дужках вирівняна по ширині сторінки.

Рисунки (діаграми, фото), подаються у чорно-білому, кольоровому варіанті або у градаціях сірого кольору після першого посилання на них; мають бути згруповані та являти собою один графічний об'єкт; мати нумерацію та підпис позначення ось координат. Розміри підписів на рисунку повинні відповідати шрифту Times New Roman 12 пт.

Разом зі статтею подаються:

– відомості про автора (авторська довідка): прізвище, ім'я, по батькові (повністю); вчене звання, вчений ступінь; посада, місце роботи; контактні адреси й телефони; поштова адреса, на яку надсилати примірник збірника

– рецензія на статтю, якщо автором є аспірант без співавторів з вченим ступенем та вченим званням.

Статті, які не відповідають наведеним вимогам, до розгляду не приймаються.

Подані матеріали підлягають додатковому рецензуванню членами редколегії або провідними фахівцями за науковими напрямками, тому можуть бути повернені авторам на доопрацювання.

Остаточне рішення щодо публікації статті приймає редакційна колегія видання.

Відхилений оригінал не повертається.

Оплата здійснюється тільки після підтвердження прийняття статті до друку.

Вартість публікації статті **1100 грн.** Збірник виходить 4 рази на рік щоквартально, в кінці кожного кварталу. Статті необхідно надсилати до 1 числа останнього кварталу (наприклад, якщо збірник виходить в кінці червня, то статті приймаються до 1 червня). Але прийом статей може закінчитись раніше вказаного терміну, якщо буде набрано необхідну кількість сторінок.

Матеріали надсилати за адресою:

Редакція «Сучасне будівництво та архітектура»

Одеська державна академія будівництва та архітектури,

вул. Дідрихсона, 4

м. Одеса, 65029, Україна

Контактна особа: Антонюк Надія Романівна

тел. роб. (048) 70-00-608

e-mail: visnuk_odaba@ogasa.org.ua

Сайт збірника: <http://visnyk-odaba.org.ua/>

Платіжні реквізити:

Центр НТТМ по АБ, код **21028281**,

МФО **320478**, Р/р **UA 10320478000026009924861812** в ПАТ АБ «Укргазбанк»,

Призначення платежу: «Сучасне будівництво та архітектура, ПІБ першого автора»

Просимо після відправлення матеріалів обов'язково зателефонувати або зв'язатися електронною поштою, щоб упевнитися в отриманні матеріалів та рішенні редакційної колегії щодо публікації статті.

Наукове видання

СУЧАСНЕ БУДІВНИЦТВО ТА АРХІТЕКТУРА

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

**Випуск № 4
червень 2023**

Головний редактор *Вировой В.М.*
Технічний редактор *Антонюк Н.Р.*

Підписано до друку 15.06.2023 р.
Формат 60×84/8. Папір офсетний. Гарнітура Times.
Цифровий друк. Ум.-друк. арк. 14,4.
Наклад 100 прим. Зам. №20-29Е

Видавець і виготовлювач:
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Свідоцтво ДК № 4515 від 01.04.2013 р.
Україна, 65029, м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4.
тел. (048) 729-85-34, e-mail: rio@ogasa.org.ua

Надруковано в авторській редакції з готового оригінал-макету
в редакційно-видавничому відділі ОДАБА