



НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ ЖУРНАЛ

WWW.JOURNAL-NIISK.COM

ISSN 2313-6669

НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

SCIENCE & CONSTRUCTION

1`2021





НАУКА



ТА БУДІВНИЦТВО

1 [27]'2021

Виходить чотири рази на рік

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Заснований в лютому 2014 року.

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

Журнал входить до міжнародної наукометричної бази даних Copernicus з №1(15) 2018 року
<https://journals.indexcopernicus.com/search/details?id=63800&lang=pl>

Головний редактор:

Фаренюк Г.Г., д.т.н., Україна

Заступник Головного редактора:

Калюх Ю. І., д.т.н., проф., Україна

Редакційна колегія:

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

Виконавчий редактор: Овсяннікова Т.М. к.т.н., с.н.с., Україна

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

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол №3 від 23.03.2021).

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

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

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

© "Наука та будівництво" 2021

Підписано до друку: 24.03.2021

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

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

Замовлення № 328 від 30.03.2021

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

3

Шейніч Л.А., Миколаєць М.Г.

Дослідження і застосування вторинних продуктів від фракціонування золи гідровидалення теплоелектростанцій в будівництві

8

Винников Ю.А., Харченко М.О., Манжалій С.М.

Посилення деформованого будинку на пальовому фундаменті підведенням під ростверки плити

17

Білеуш А.І., Фрідріхсон В.А.,

Кривоног О.І., Кривоног В.В.

Порушення стійкості схилів під дією розріджених ґрунтів

24

Зеленко Є.В., Лісений О.М.

Руйнування стіни цегляної будівлі у вигляді поздовжнього розколювання. причини, методи виявлення та підсилення

32

Агєєва Г.М., Кафієв К.П., Кривельов Л.І.

Реконструкція будинків перших масових серій – засада сталого розвитку мікрорайонів і кварталів міст

41

Бєлоконь А.М., Жарко Л.О.,

Овчар В.П., Тарасюк В.Г.

Випробування фрагменту вентиляційної утепленої фасадної системи з алюмінієвим каркасом і опорядженням плитами природного каменю



1 (27)'2021

Published four times a year

FOUNDER

State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions»

Founded in February 2014.

Certificate of state registration

KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

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

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

Editor-in-chief:

Farenjuk G., Dr., Ukraine

Deputy editor-in-chief:

Kaliukh Yu., Dr., Prof., Ukraine

Editorial Board

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

Bambura A., Dr., Prof., Ukraine

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

Kovrov A., PhD, Prof., Ukraine

Nazarenko I., Dr., Prof., Ukraine

Nemchynov Iu., Dr., Prof., Ukraine

Savitskyi M., Dr., Prof., Ukraine

Sheinich L., Dr., Prof., Ukraine

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

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

Executive Editor: T. Ovsyannikova, PhD, Ukraine

Computer layout: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № №3 dated on 23.03.2021)

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

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

Address of Editorial Board:

5/2 Preobrazhenska str., Kyiv-37, 03037,

tel.: + 38 (044) 249-38-04

E-mail: journal@ndibk.gov.ua,

www.journal-niisk.com

© «Science & Construction», 2021

Signed for printing: 24.03.2021

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

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

Order № 328 from 30.03.2021

Drawing: 100 copy

CONTENT

3

Sheinich L.O., Mykolaiets M.G.

The research and use in construction of the by-products from the thermal power plant hydraulically removed ash classification

8

Vynnykov Y.L., Kharchenko M.O., Manzhali S.M.

The strengthening of the deformed building on the pile foundation by a slab laying under the grillage

17

Bileush A.I., Fridrihson V.L.,

Kryvonog A.I., Kryvonog V.V.

Violation of slope stability under the influence of soil liquefaction

24

Zelenko Eu.V., Liseniy O.M.

The destruction in the form of a longitudinal split of the wall of the brick building. Causes and methods of detection and strengthening

32

Ageeva H.M., Kafiev K.P. Kriveliov L.I.

Reconstruction of the first mass series buildings as the principle of the sustainable development of neighborhoods and residential quarters in cities

41

Bielokon A.M., Zharko L.O.,

Ovchar V.P., Tarasiuk V.G.

Testing of the part of a ventilated insulated facade system with an aluminum frame and natural stone finishing slabs



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.1>

UDC 662.613.11



SHEINICH L.

Dr, Prof., Head of Dept., the State Enterprise "The State Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine, e-mail: schein@ndibk.gov.ua, tel. +38 (044) 248-88-73
ORCID: 0000-0002-7684-9495



MYKOLAIETS M.

PhD, Head of Laboratory, the State Enterprise "The State Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine, e-mail: mmikolaets@gmail.com, tel. +38 (044) 224-78-79
ORCID: 0000-0002-8823-3401

THE RESEARCH AND USE IN CONSTRUCTION OF THE BY-PRODUCTS FROM THE THERMAL POWER PLANT HYDRAULICALLY REMOVED ASH CLASSIFICATION

ABSTRACT

Today the environment protection is one of the most important issues in the world. The utilization of accumulating industrial waste is an up-to-date area of construction research. The paper suggests a method for processing an electricity production waste, namely an ash from the hydraulic removal in the thermal power plant (TPP). The special classification by fractions of ashes from the hydraulic removal allows to receive such products as iron-containing product, fine sand (coarse filler), aluminosilicate hollow microsphere, and product with pozzolanic activity (fine filler).

The experts of the State Enterprise "The State Research Institute of Building Constructions" and "Engineering Company "Perspective"" have conducted a series of studies on the obtained products properties and chemical composition, as well as on determining the fractional composition of each product. The density and specific surface area were evaluated, and each product binding properties control was performed. It was found

that the aluminosilicate hollow microsphere and the product with pozzolanic activity had binding properties, and hardened mortars based on these materials were insoluble in water. Chemical analysis showed that in each of the products, except for iron-containing one, oxides of silicon and aluminum predominated. The iron containing product had a high content of iron oxides and by its composition was close to magnetite.

The carried-out studies show that the products obtained during the hydraulic ash removal at TPP have a wide range of applications, both in the construction industry and in the chemical, mining, and metallurgical industries. In construction, these materials can be widely used as active mineral additives in the grinding of cements, or as additives improving the concrete mixtures and concretes properties. The iron-containing product is applicable in the special ultraheavy concretes manufacture.

KEYWORDS: aluminosilicate, ash, filler, magnetite, pozzolana, classification, flotation, slag



ДОСЛІДЖЕННЯ І ЗАСТОСУВАННЯ ВТОРИННИХ ПРОДУКТІВ ВІД ФРАКЦІО- НУВАННЯ ЗОЛИ ГІДРОВИДАЛЕННЯ ТЕПЛОЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ В БУДІВНИЦТВІ

АНОТАЦІЯ

Захист навколишнього середовища, на сьогодні, є однією із важливих проблем у цілому світі. Утилізація промислових відходів, які накопичуються, є актуальним напрямком дослідницьких робіт. У статті запропоновано спосіб переробки відходу від виробництва електроенергії – золи гідровидалення теплоелектростанцій (ТЕС). Спеціальна класифікація за фракціями золи гідровидалення дає змогу отримати декілька окремих продуктів: продукт залізовмісний, пісок дрібнодисперсний (грубий наповнювач), мікросфера алюмосилікатна порожниста, продукт з пуцолановою активністю (дрібний наповнювач).

Співробітниками Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» та «Інжинірингова компанія «Перспектива»» було проведено ряд досліджень властивостей та хімічного складу отриманих продуктів, а також встановлення фракційного складу кожного із продуктів. Було визначено густину та питому поверхню, а також встановлено наявність в'язучих властивостей у кожного продукту. Виявлено, що мікросфера алюмосилікатна порожниста та продукт з пуцолановою активністю мають в'язучі властивості, затверділі розчини на основі цих матеріалів не розчиняються у воді. Хімічний аналіз показав, що в кожному з продуктів, окрім залізовмісного, переважають оксиди кремнію та алюмінію. Продукт залізовмісний має високий вміст оксидів заліза та за складом наближається до магнетиту.

Проведені дослідження показали, що отримані продукти із золи гідровидалення ТЕС мають широку сферу застосування, як в будівельній галузі господарства, так і в хімічній, гірничовидобувній, металургійній промисловостях. В будівництві ці матеріали можуть широко застосовуватись в якості активних мінеральних добавок при помелі цементів, в якості добавок для покращення властивостей бетонних сумішей та бетонів. Продукт залізовмісний – при виготовленні надважких спеціальних бетонів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: алюмосилікат, зола, наповнювач, магнетит, пуцолана, сепарація, флотація, шлам

INTRODUCTION

The use of by-products is a pressing challenge worldwide, as it allows, inter alia, to solve the of environmental protection issue of the accumulation of thermal power plants (TPP) fuel combustion products in the dumps. One of such large quantity

by-products that pollute the environment is the waste, including fly ash or ash and slag, from the electricity production at TPP.

Addressing the problem of such wastes utilization, the TOV "Engineering Company "Perspective" suggested the solution based on their recycling.

In compliance with the proposed technology, some types of mixtures are received during the classification by fractions of the ash from the TPP hydraulic removal. The products dispersion is a multi-stage process carried out by the method of flotation envisaging the buoying of ultralight particles and their collection by a defoamer, the particles classification in hydrocyclones, and magnetic separation. This process results in the following products:

- The iron-containing product;
- Fine sand (coarse filler);
- Aluminosilicate hollow microsphere;
- Product with pozzolanic activity (fine filler).

ANALYSIS OF RECENT RESEARCH AND PUBLICATIONS

Many scientists have worked on the problem of using a TPP fly-ash as an active mineral additive. For instance, N.V. Mishutin [1] and L.I. Dvorkin [2] note that the active mineral additives introduction to the concrete composition increases the artificial concrete stone durability. According to the works by K.K. Pushkariova and A.A. Plugin [3], L.I. Dvorkin [4; 5] and P.V. Kryvenko [6] the mineral supplements usually have a positive effect on the concrete properties, because their particles are finer than Portland cement and can display a pozzolanic activity during cements hardening [7].

In A.S. Prymachenko's work [8] the positive experience of the fly ash usage in the manufacture of sulfate-resistant concretes is presented. The work of E.A. Krylov [9] describes how the removed ash was effectively used to improve the aerated concrete physical characteristics, which is confirmed in practice.

TASK DEFINITION

The main task of the research was to determine the physical and chemical properties of the products obtained from the TPP hydraulic ash removal. It was also important to determine the fields for each product effective use.

In parallel with the above tasks, the utilization problem of the wastes accumulated during the TPP operation was also solved.

MAIN TEXT AND RESULTS

As a result of the research of 4 products (mixtures) classified from the ash of the TPP hydraulic removal, their sieve composition was found, as well as the chemical analysis and some physical properties determination were carried out.

The results of each mixture sieving, and mixtures fractional compositions are shown in Table 1.



The hardening time and water resistance were determined for the fine filler and aluminosilicate hollow microsphere. The study was performed according to the DSTU B B.2.7-100 method [10].

The normal dough consistency determination for a product with pozzolanic activity (fine filler) is based on the following:

400 g of fine aggregate + 200 g of lime putty (50% moisture) + 14.25 g of ground gypsum stone. Water consumption is 185 g. Dough is of normal consistency of 46.25%.

The normal dough consistency determination for an aluminosilicate hollow microsphere is based on the following: 200 g of aluminosilicate hollow microsphere + 100 g of lime putty (50 % moisture) + 7.13 g of ground gypsum stone. Water consumption is 185 g. Dough is of normal consistency of 46.25 %.

If the water consumption is 464 g per 400 g of aluminosilicate hollow microsphere, the dough is of normal consistency of 116.0 %.

The further tests were performed using a Vick's device with a pestle. In both cases, the end of hardening was observed after 24 hours.

The water resistance tests of the hardened sample

Table 1 – Sieve analysis

No	Material name	Sieve № residue percentage				
		0.315	0.250	0.160	0.08	sieve 0.08
1	2	3	4	5	6	7
1	Iron-containing product	-	1.5	1.6	6.9	89.9
2	Fine sand (coarse filler)	0.9	3.0	3.8	47.8	44.4
3	Aluminosilicate hollow microsphere	1.5	25.2	13.3	26.9	33.0
4	Product with pozzolanic activity (fine filler)	-	0	0	3.25	96.70

Table 2 – Physical and technical indicators

Num-ber	Mixture type	Selling humidity, not more than, %	Bulk consistency, g/cm ³	True consistency, g/cm ³	Specific surface, cm ² /g
1	Iron-containing product	1	1.79	3.50	920
2	Fine sand	12	1.25	2.10	1520
3	Aluminosilicate hollow microsphere	1	0.29	0.57	3380
4	Product with pozzolanic activity	1	0.84	2.13	5270

on the basis of the fine filler showed that the mixture withstood the test, and no sample erosions were detected.

The water resistance tests of the hardened sample on the basis of the aluminosilicate hollow microsphere showed that there was a slight erosion of the sample, and the edges were blurred.

Table 3 – Chemical compositions

Mixture type	Chemical compositions %												
	LOI*	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	FeO	TiO ₂	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	P ₂ O ₅	MnO
Iron-containing product	0.8-1.1	20.0-24.0	9.0-13.0	43.0-46.0	9.0-13.0	0.31-0.4	2.00-3.9	2.90-3.5	0.02-0.05	0.4-0.71	0.3-0.6	0.1-0.19	0.9-1.1
Fine sand	1.9-2.2	55.0-60.0	20.0-26.0	4.20-4.60	2.1-2.5	0.70-0.95	3.15-3.3	1.55-1.72	0.03-0.06	2.2-2.45	0.61-0.85	0.35-0.55	0.08-0.1
Aluminosilicate hollow micro sphere	0.26-0.35	60.5-64.1	25.3-28.1	1.00-1.20	1.56-2.1	0.65-0.8	1.00-1.21	1.11-1.3	0.05-0.15	3.35-3.71	0.41-0.81	0.1-0.2	0.03-0.04
Product with pozzolanic activity	3.0-14.0	43.2-47.0	18.0-19.0	4.30-4.90	1.4-1.8	0.76-1.0	2.55-3.1	1.15-1.4	0.06-0.08	1.6-2.0	0.54-0.95	0.56-0.89	0.09-0.11

*Loss on ignition



The results of some physical properties determination are shown in Table 2.

The mixtures chemical compositions and losses during firing are given in Table 3.

The material samples chemical analysis shows the following:

- 1) in the iron-containing product composition the iron oxides (trivalent and divalent) mixture and magnetite itself dominate – 55 %; there is a small fraction (32 %) of the aluminosilicates mixture. Alkali content (Na_2O equivalent) is 0.82 %;
- 2) the coarse filler mixture composition is dominated by the silicon oxides (58 %) and aluminum oxides (23 %). Alkali content (Na_2O equivalent) is 2.3 %;
- 3) in the aluminosilicate hollow microsphere the silicon oxides and aluminum oxides shares increase up to 63 % and 26 %, respectively. Alkali content (Na_2O equivalent) is 2.96 %;
- 4) in the fine filler mixture (product with pozzolanic activity) composition the silicon oxides (47 %) and aluminum oxides (21 %) dominate as well. Alkali content (Na_2O equivalent) is 1.97 %.

Given the above alkalis content in the obtained products, it is necessary to use these materials with caution in concrete and reinforced concrete structures operated in conditions favorable for alkaline corrosion.

As a result of research, it was found that the products of the hydraulically removed ash classification can be used in various sectors of the economy.

Aluminosilicate hollow microsphere can be used in:

- 1) the construction – as an active mineral admixture for cements; active mineral admixture in the manufacture of solutions improving the lime mortars properties, liquid mortars, plaster mixtures, concretes, including light and cellular concretes; active mineral admixture for the coatings of insulating, roofing and soundproof materials;
- 2) the ceramic and refractory industry - as an active mineral admixture in the manufacture of refractory materials, light refractories, fireclay products, refractory bricks, abrasive highly porous materials;
- 3) the chemical industry - as an active mineral admixture in the manufacture of thermoplastic composition for marking roads and airfields with asphaltic and bituminous concrete pavements; filler for the polymeric materials, paints and varnishes production.

The iron-containing product can be used:

- in the manufacture of special concretes;
- for the production of ferrosilicon, cast iron, steel, raw material for powder metallurgy;
- in the manufacture of special heavy concrete with high average consistency;
- in the minerals processing as a weighting material.

Fine sand can be used:

- as an aggregate in the mortars and concretes production, including the light and cellular concretes;
- as a filler in the polymeric materials, paints and varnishes production.

Product with pozzolanic activity can be used:

- as an active mineral admixture for cements;
- as an active mineral admixture in the manufacture of mortars, concretes, including light and cellular concretes;
- as a filler in the polymeric materials, paints and varnishes production.

CONCLUSIONS

1. The use and processing of the hydro-removal ash allows to solve the problem of recycling the electricity production wastes at the TPPs of Ukraine.
2. Based on a special technology of screening and classification of hydraulic removal ash the following products are received:
 - iron-containing product;
 - fine sand (coarse filler);
 - aluminosilicate hollow microsphere;
 - product with pozzolanic activity (fine filler).
3. The products of hydraulic removal ash classification that are proposed by the company TOV "EC "Perspective"" have a wide range of applications both in the construction industry and in the chemical, mining and metallurgical industries.
4. Physical and chemical studies have shown that the obtained products can be used in construction as fillers and aggregates for concretes, special concretes, as well as active mineral additives in the cement production. The aluminosilicate hollow microsphere and product with pozzolanic activity have the binding properties that can be practical for reducing the cement consumption and improving the technological properties of concrete and mortar mixtures and of concretes.
5. To determine the mixtures (obtained sieving products) optimal content in heavy, light or cellular concrete and mortars the further research on the components selection should be carried out using the specific materials under the conditions of ensuring the concrete and mortar required quality in products and structures and necessary reinforcement corrosion resistance.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Мишутин Н.В. Пути повышения сроков эксплуатации гидротехнических и специальных сооружений на основе опыта ремонта плавучих железобетонных сооружений. Вісник Одеської державної академії



- будівництва та архітектури. 2014. Вип. №54. С. 238-244.
2. Дворкин Л.И. Применение промышленных отходов в производстве строительных материалов. Бетон і розчини з використанням ефективних добавок та відходів промисловості. Збірник матеріалів VII науково-технічного семінару. Структура, властивості та склад бетону. Київ: ТОВ «Полипром», 2008. С. 4-21.
 3. Пушкарёва К.К., Зайченко М.М., Пругін А.А. та ін. Энергоресурсозберігаючі мінеральні в'язучі речовини та композиційні будівельні матеріали на їх основі. Київ: «За друга», 2014. 272 с.
 4. Дворкин Л.И., Макаренко Р.Н., Кизима В.П. Цементно-золевые бетоны с добавками полифункциональных модификаторов (ПФМ) для покрытия полов промышленных и гражданских зданий. Ровно: УГВХП, 2002. 124 с.
 5. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л., Корнейчук Л.И. Эффективные цементно-золевые бетоны. Ровно, 1998. 196 с.
 6. Кривенко П.В., Гоц В.И., Пушкарева К.К. и др. Цементы и бетоны на основе топливных зол и шлаков. Киев: ООО «ИПК «Экспресс-Полиграф», 2012. 255 с.
 7. Wan H., Shui Z., Lin Z. Analysis of geometric characteristics of GGBS particles and their influences on cement properties. Cem. Concr. Res. 2004. №34(1). С. 133–137. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00252-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00252-7)
 8. Приймаченко А.С. Високоміцні сульфатостійкі бетони, модифіковані алюмосилікатними добавками: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05. Київ, 2017. 134 с.
 9. Крилов Є.О. Вплив модифікації твердої складової на властивості неавтоклавного газобетону: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05. Одеса, 2020. 23 с.
 10. ДСТУ Б В.2.7-100-2000 (ГОСТ 25094-94). Будівельні матеріали. Добавки активні мінеральні для цементів. Методи випробувань. [Чинний від 01.07.2000]. Вид. офіц. К. 11 с.
 - and industrial waste. Collection of materials of the VII Scientific and Technical Seminar. Structure, properties and composition of concrete, 4-21. Kyiv: TOV "Poliprom".
 3. Pushkariova, K.K., Dvorkin, L.I., Hradoboiiev, O.V., Zaichenko, M.M., & Kahanovskiy, O.S. (2014). Energy-saving mineral binders and composite building materials on their basis. Kyiv: "Zadruha".
 4. Dvorkin, L.I., Makarenko, R.N., & Kyzyma, V.P. (2002). Cement-ash concretes with of multipurpose modifiers (MPM) additives for covering the industrial and civil buildings floors. Rivne: NUWEE.
 5. Dvorkin, L.I., Dvorkin, O.L., Korneichuk, L.I. (1998). Effective cement-ash concretes. Rivne, 1998.
 6. Kryvenko, P.V., Pushkariova, E.K., Hots, V.I., & Kovalchuk, H.Yu. (2012). Cements and concretes based on fuel ash and slag. Kyiv: ООО "IPK "Ekspress-Poligraph".
 7. Wan, H., Shui, Z., & Lin, Z. (2004). Analysis of geometric characteristics of GGBS particles and their influences on cement properties. Cement and Concrete Research, 34(1), 133–137. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00252-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00252-7)
 8. Prymachenko, A. S. (2017). High-strength sulfate-resistant concretes modified with aluminosilicate additives. (PhD thesis). Kyiv.
 9. Krylov, E. O. (2020). The effect of the solid component modification on the properties of non-autoclaved aerated concrete. (PhD thesis). Odesa.
 10. Building materials. Active mineral additions for cements. Test methods: DSTU B V.2.7-100-2000 (GOST 25094-94). (01.07.2000).

Стаття надійшла до редакції 11.11.2020 року

REFERENCES

1. Mishutin, N.V. (2014). Ways to increase the hydraulic and special structures service life based on the experience of floating reinforced concrete structures repair. Collection of scientific works "Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture", 54, 238-244.
2. Dvorkin, L.I. (2008). The industrial waste use in the production of construction materials. Concretes and mortars using effective additives



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.2>

УДК 624.131:624.154



ВИННИКОВ Ю.А.

Д-р. техн. наук, професор, професор кафедри нафтогазової інженерії та технологій, Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава, Україна
тел.: +38 067 256 42 86
E-mail: vyunnykov@ukr.net
ORCID: 0000-0003-2164-9936



ХАРЧЕНКО М.О.

Канд. техн. наук, доцент, завідувач кафедри нафтогазової інженерії та технологій, Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава, Україна
E-mail: kharchenkomo@ukr.net
ORCID: 0000-0002-1621-2601



МАНЖАЛІЙ С.М.

Технічний директор, ПП «Технобуд-монтаж», м. Горішні Плавні Полтавської обл., Україна
E-mail: msn1975@i.ua
ORCID: 0000-0002-5819-6056

ПОСИЛЕННЯ ДЕФОРМОВАНОГО БУДИНКУ НА ПАЛЬОВОМУ ФУНДАМЕНТІ ПІДВЕДЕННЯМ ПІД РОСТВЕРКИ ПЛИТИ

АНОТАЦІЯ

Представлено результати геомоніторингу технічного стану деформованого п'ятиповерхового будинку, зведеного на забивних призматичних палях, об'єднаних стрічковим ростверком. Встановлено причину наднормативних деформацій основ фундаментів – неможливість досягнути вістрями паль проектної позначки, що призвело до значного зменшення їх несучої здатності. Удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із паль у складі стрічкового ростверку підведенням під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити. Викладено особливості нової розрахункової схеми системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки плити та результати моделювання з використанням методу скінчених елементів (МСЕ) напружено-деформованого стану (НДС) цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи її складових. Оприлюднено нові

дослідні дані про зміну НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під ростверки плити. Подано результати реалізації цього проекту без відселення мешканців будинку.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ґрунтова основа, пісок, слабкий ґрунт, забивна призматична паля, залізобетонний ростверк, осідання, тріщина, моделювання, монолітна плита.

THE STRENGTHENING OF THE DEFORMED BUILDING ON THE PILE FOUNDATION BY A SLAB LAYING UNDER THE GRILLAGE

ABSTRACT

The results of the technical state geomonitring of a five-storey building erected on the driven prismatic piles are presented. The cause of the excessive foundation base deformations is the piles tips inability to reach the design depth, which leads to a significant



reduction of their load-bearing capacity. The structural-technological solution of strengthening the foundation with piles as a part of a strip grillage by laying a cast-in-place reinforced concrete slab under existing grillages is improved. The reinforcement consists of cast-in-place reinforced concrete L-shaped beams arranged under the grillage and linked by transverse reinforced concrete beams and, on the top, - by a 200 mm thick cast-in-place slab. So obtained ribbed reinforcement slab is based on fine alluvial sand of medium density. Its ribs are directed to the bottom. This design effectively redistributes the stress from uneven base deformations and has considerable rigidity at the minimum volume of groundworks. The features of a new analytical model of the "deformed building - driven prismatic piles as a part of a strip grillage - soil base with a weak underlying layer" system before and after underpinning the existing foundation grillage by the cast-in-place reinforced concrete slab and the results of this system stress-strain state (SSS) modeling by the finite element method (FEM) for assessing the system components combined operation are presented. The calculation by the FEM in the spatial (3D) scheme, taking into account the joint work of aboveground and underground structures, the pile foundation and soil base under it is performed. When assessing the building SSS, the foundations soil base was conditionally replaced by appropriate elastic coefficients. The new empirical data on the SSS change in the "deformed building - driven prismatic piles as a part of a strip grillage - soil base with a weak underlying layer" system resulting from the existing foundation grillage underpinning by the cast-in-place reinforced concrete slab are published. The results of the project execution (without the house residents resettlement) are presented.

KEYWORDS: soil base, sand, weak soil, driven prismatic pile, reinforced concrete grillage, settlement, crack, modeling, cast-in-place slab.

ВСТУП

Найпоширенішими причинами наднормативних осідань основ будівель і споруд є помилки при інженерно-геологічних вишукуваннях, неякісне проектування, порушення правил ведення робіт та їх експлуатації, а стосовно об'єктів на пальових фундаментах, ще й: некоректне застосування підвищуючих коефіцієнтів на результати компресійних випробувань сильностисливих ґрунтів; попадання вістря паль у шар слабого ґрунту; занурення паль вище проектної позначки; завищення несучої здатності паль через недотримання оптимального часу їх «відпочинку» в пісках чи помилкова інтерпретація графіків «навантаження – осідання паль»; надміру близьке розміщення паль у плані, що при їх зануренні призводить до «виштовхування» вгору вже зану-

рених; нерівномірне завантаження паль у складі ростверку; неврахування впливу завантаження сусідніх площ за умов щільної забудови; деформації будівель і споруд при забиванні поблизу них паль і шпунту, розробці котлованів і т. ін. Вибір конструктивно-технологічних рішень посилення деформованої будівлі на пальовому фундаменті здійснюють після оцінювання технічного стану несучих конструкцій об'єкту та дослідження параметрів їх основ і фундаментів, встановлення причин наднормових деформацій основ [1 – 4].

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Відомі рішення збільшення несучої здатності пальових фундаментів деформованих споруд додавлюванням паль до міцного ґрунту й улаштуванням виносних паль за їх високої надійності мають значну ручну трудомісткість і вимагають тривалого періоду виконання робіт. Тому є сенс удосконалити достатньо ефективні для випадків суттєвих нерівномірних деформацій будівель, але водночас менш трудомісткі та більш швидкі рішення збільшення несучої здатності пальових фундаментів зі зміною напружено-деформованого стану (НДС) їх і ґрунтів основи, наприклад посилення фундаментів із паль у складі стрічкового ростверку підведенням під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити [1 – 4].

З іншого боку, обґрунтовано коректність моделей стану ґрунту й 2D і 3D версій методу скінчених елементів (МСЕ) щодо розрахунків спільної роботи паль у складі стрічкових і плитних ростверків з основою. Зокрема, 3D версія комплексу PLAXIS має цілу бібліотеку моделей механічної поведінки ґрунту (ідеальна пружно-пластична з критерієм міцності Мора-Кулона; ізотропного зміцнення; слабого повзучого ґрунту й ін.), що дає можливість варіювати геометрію фундаментів, відстежувати стадії НДС основи при різних траєкторіях навантаження, має зручний інтерфейс. Її добре апробовано для оцінювання НДС пальово-плитних фундаментів, кушів паль, стрічкових пальових фундаментів [4 – 13].

Проф. І. Бойко та ін. вирішено ряд задач моделювання НДС системи «плита – палі – основа» у комплексі «VESNA» при використанні пружно-пластичної моделі ґрунту, заснованій на дилатансійній теорії В. Ніколаєвського, з критерієм умови пластичної течії Мізеса-Шлейхера-Боткина у модифікації І. Бойка. Доведено, що урахування взаємовпливу сусідніх пальових фундаментів суттєво змінює характер деформування основи, збільшуючи осідання фундаментів секційної висотної будівлі до 30%, а значення згинальних моментів у плитах у зоні стику секцій зростають у 1,5 – 2 рази [11].

І. Маєвська та ін. у 3D версії PLAXIS дослідили вплив чинників (крок паль; відстань між їх ряда-



ми; довжина паль; типу паль (з вийманням і без виймання ґрунту); ґрунтів) на несучу здатність і деформативність системи «стрічковий ростверк – забивні палі постійного поперечного перерізу – ґрунт» до й після підсилення вдавненими палями. Встановлено частки навантаження, що сприймає новий ростверк (5 – 65%) і ростверк, створений при підсиленні палями стрічкового фундаменту (30 – 72%) [12]. Проф. М. Зоценко й ін. 2D і 3D моделюванням у PLAXIS системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – замоклі леси» отримали 15% похибку відносно даних тривалого нівелювання натурального об'єкту. Можливо урахувати неоднорідність ґрунту «зони впливу» паль. З досягненням другої критичної сили на систему, ґрунт навколо паль, їх розширень і під ростверком – працює в пластичній стадії. При цьому слід приймати значення модуля деформації за компресійними дослідженнями без підвищуючих коефіцієнтів [13].

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

На характерному натурному об'єкті вдосконалити конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку й у 3D версії МСЕ, оцінити зміни НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», внаслідок підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

Об'єкт, посилення якого здійснено без відселення мешканців – п'ятиповерховий житловий будинок з підвалом і технічним поверхом зведено в 1977 р. у м. Горішні Плавні Полтавської обл. Він має три блок-секції, з яких торцева ліва зазнала значних деформацій (рис. 1, а). Висота поверхів – 2,8 м, підвалу – 2,1 м. Товщина зовнішніх повздовжніх несучих і торцевих стін з силікатної цегли – 510 мм, а внутрішньої повздовжньої несучої стіни – 400 мм. Просторову жорсткість

забезпечують поперечні стіни сходової клітки та диски міжповерхових перекриттів. Конструктивну схему не можна вважати жорсткою. Через підвал проходить магістральна теплова мережа.

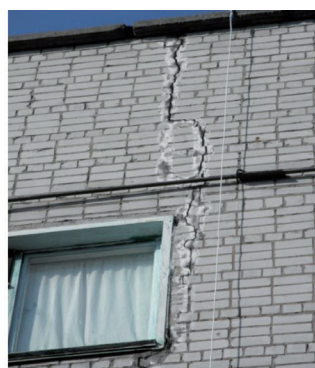
При обстеженні секції зафіксовано вертикальні тріщини із шириною розкриття до 20 мм (рис. 1, б і в) по всій висоті зовнішніх і внутрішніх несучих стін переважно в місцях спирання перемичок і над (під) прорізами, що свідчать про значні деформації основи фундаментів. Їх розвиток суттєво знижує просторову жорсткість секції, бо для розділених на частини зовнішніх і внутрішніх стін ця жорсткість вже не забезпечується поперечними стінами сходової клітки. На зовнішніх і внутрішніх стінах сходової клітки тріщини відсутні, що підтверджує попередні твердження [3].

Незначні тріщини в стінах і між плитами перекриття виникли ще після заселення будинку, та найбільших деформацій він зазнав у 1993 р. після прориву теплотраси. Тоді ж влаштовано тяжі з арматурних стрижнів діаметром 36 мм із талрепами для створення напруження в них (рис. 1), а в торцях встановлено горизонтальні балки з двох зварених швелерів №24 (кріплення тяжів до балок через кутик 140x10, встановлений по кутах будинку). Через те, що довжина тяжів між точками закріплення складала 67,2 м, тріщини розкривались і далі. У рівні перекриття третього й п'ятого поверхів стався обрив тяжів. На рівні цоколя влаштовано марки, за якими велось нівелювання, а на зовнішніх і внутрішніх несучих стінах – маячки, тріщини в них свідчать про розвиток деформацій.

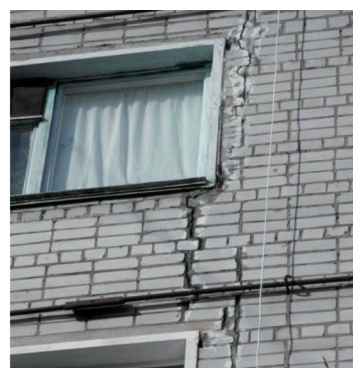
За проектом фундаменти – пальові із забивних призматичних паль довжиною 9 м і перерізом 350x350 мм, об'єднані стрічковим монолітним залізобетонним ростверком висотою 400 мм і шириною 400 і 500 мм відповідно під внутрішню та зовнішню несучі стіни. Крок паль під внутрішню стіну – 1100 мм, зовнішню – 1360 – 1530 мм, торцеві – 1600 мм. На ділянці (рис. 2) під насипом (ІГЕ-1а) і пісками мілкими намівними (ІГЕ-2с і ІГЕ-2п, відповідно середньої щільності й



а)



б)



в)

Рисунок 1 – Торцева блок-секція деформованої будівлі (а) та вертикальні тріщини (б і в) в її стінах



щільними з модулем деформації відповідно $E = 19,5$ і 35 МПа) загальною потужністю 7 м залягають ІГЕ-3 – супіски опіщанені, з прошарками мулів і глин, текучі ($E = 6,5$ МПа, вміст органіки – 8%), з 9 – 10 м – піски середньої крупності, щільні (ІГЕ-4, $E = 45$ МПа), а з 18 м – глина. Рівень ґрунтових вод у 2013 р. слав $6,8$ – $7,3$ м від земної поверхні. Несприятливі інженерно-геологічні процеси: динамічний вплив на піски від вибухів у кар'єрі; механічна суфозія з боку водонесучих комунікацій; товща до $2,3$ м ґрунтів з домішками органічних речовин. За проектом палі прорізали поховані ґрунти й заходили в ІГЕ-4. Тоді навантаження на палю під внутрішню та зовнішню несучу стіну відповідно складали $404,5$ і $390,6$ кН; її несуча здатність $Fd = 1334,8$ кН; допустиме розрахункове навантаження $N = 953,4$ кН; осідання основи фундаменту $S = 1,44$ см.

Суцільність і довжину паль оцінено комплексом Pile Integrity Tester PIT – W акустичним методом. Для цього пройдено 6 шурфів, де на 20 см оголено стовбур палі (рис. 3). Встановлено, що фактична довжина паль складала лише $4,5$ – $8,5$ м. Розрахунок палі №119 (шурф №1) довжиною $4,5$ м, зокрема, показав, що її осідання могло скласти $S = 2,2$ – $2,5$ см. Отже, різниця між осіданням паль довжиною 9 м і $4,5$ м – близько 1 см, що не могло викликати фактичні наднормові деформації. Та через «негативне тертя» від самоущільнення і механічну суфозію у наливних пісках від пориву теплотраси, які підсилювались інерційними силами від вибухів

у кар'єрі, несуча здатність палі знизилась до $Fd = 375,7$ кН, а розрахункове навантаження на неї – до $N = 268,0$ кН, що менше зусилля від будівлі $404,5$ кН. При перевищенні допустимого навантаження на палю осідання основи пальового фундаменту відбувалися вже у нелінійній стадії, які й призвели до появи й розвитку існуючих деформацій будівлі.

Технічний стан фундаментів класифіковано як незадовільний. Тому їх посилення полягало в підведенні під ростверки залізобетонних балок L-подібного обрису (висотою 900 мм), які об'єднували поперечними балками, а зверху – монолітною плитою товщиною 200 мм. Бетон елементів посилення – класу міцності С20/25. Щоб включити плиту «в роботу» одразу ж після її влаштування, передбачено попереднє ущільнення піску наливного, мілкого під плиту щебнем і трамбування її віброплитами.

Оцінювання спільної роботи надземних і підземних конструкцій будівлі, пальового фундаменту та його основи виконували МСЕ у 3D розрахунковій схемі (рис. 4). При оцінюванні

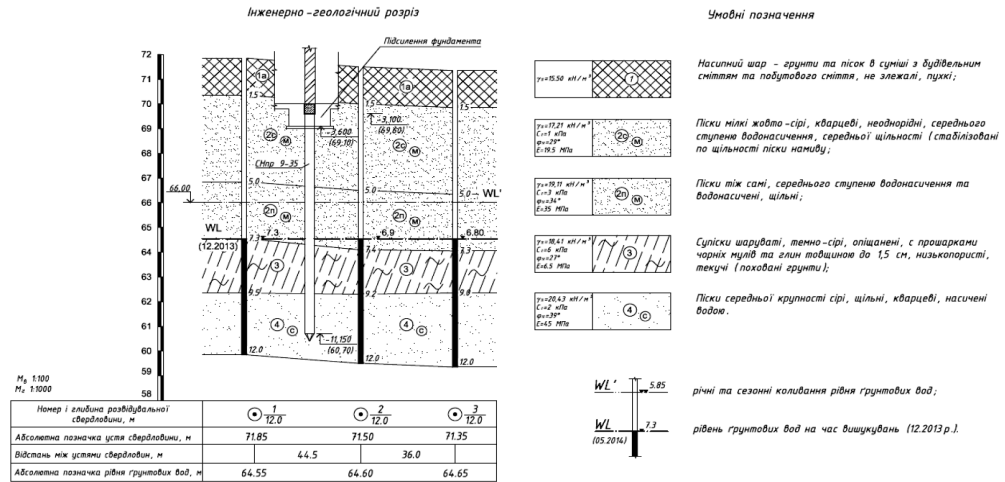


Рисунок 2 – Вертикальна прив'язка палі до інженерно-геологічного розрізу

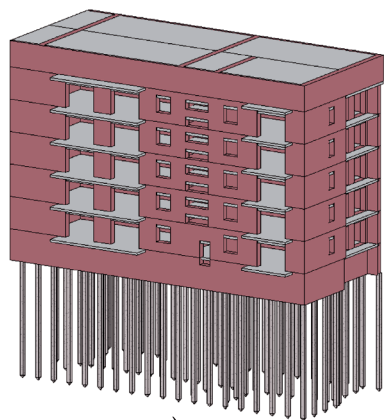


а)

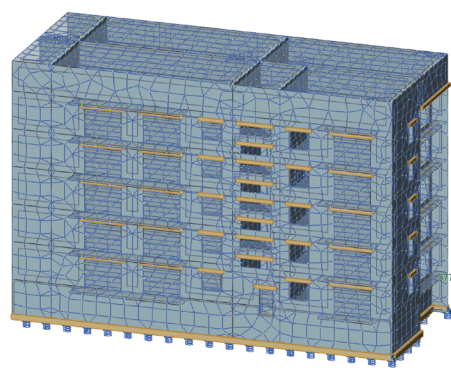
б)

в)

Рисунок 3 – Вигляд палі у ростверку з шурфу (а), дослідження армування (б) і контроль довжини палі (в)

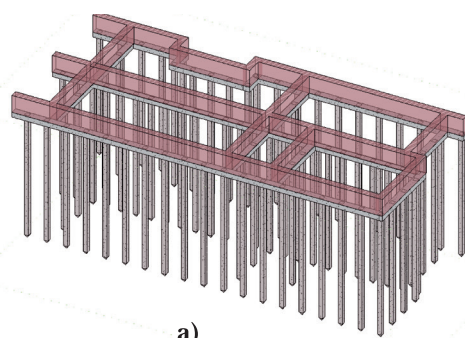


а)

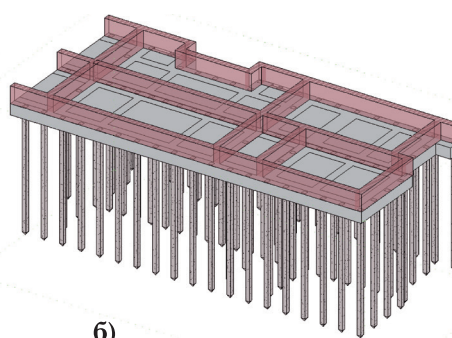


б)

Рисунок 4 – 3D схема будівлі (а) та 3D скінченно-елементна модель будівлі (б)



а)



б)

Рисунок 5 – 3D схема фундаментів до підсилення (а) та після підсилення (б)

НДС будівлі ґрунтову основу існуючих фундаментів умовно замінювали відповідними пружними коефіцієнтами, отриманими при 3D моделюванні НДС будівлі. Просторові моделі МСЕ її фундаментів до та після їх посилення подано на рис. 5.

Моделювання проведено для трьох станів будівлі: 1) на момент її здачі; 2) після підтоплення основи внаслідок прориву теплотраси; 3) після посилення фундаментів. Для початкового стану прийнято коефіцієнти постелі для паль $k=7000$ кН/м (рис. 6, а), для стану підтоплення враховано зменшення їх несучої здатності у певних зонах [3], де прийнято $k=5000$ кН/м (рис. 6, б).

При розрахунку конструктивної системи не враховували фактичне армування залізобетонних елементів, тому їх нелінійну роботу також не враховували. У результаті розрахунку конструктивної системи будівлі визначали: у плоских плитах перекриття, покриття та

фундаментів – величини згинальних і крутних моментів, поперечних і поздовжніх сил; у стінах – значення нормальних і дотичних поздовжніх сил, згинальних і крутних моментів і поперечних сил, тощо. У розрахунковій моделі будівлі прийнято такі передумови: з'єднання стін з плитами перекриття – шарнірне, стін з ростверками – шарнірне. У моделі використовували розрахункові параметри міцності, жорсткості та геометричні параметри конструкцій. Плити перекриття, сходові клітки, стіни й підсилення фундаментів змодельовані пластинчастими елементами, стрічкові ростверки і балки – стрижневими з відповідною поздовжньою та згинальною жорсткостями. Решта конструкцій, що не мають відношення до просторової жорсткості

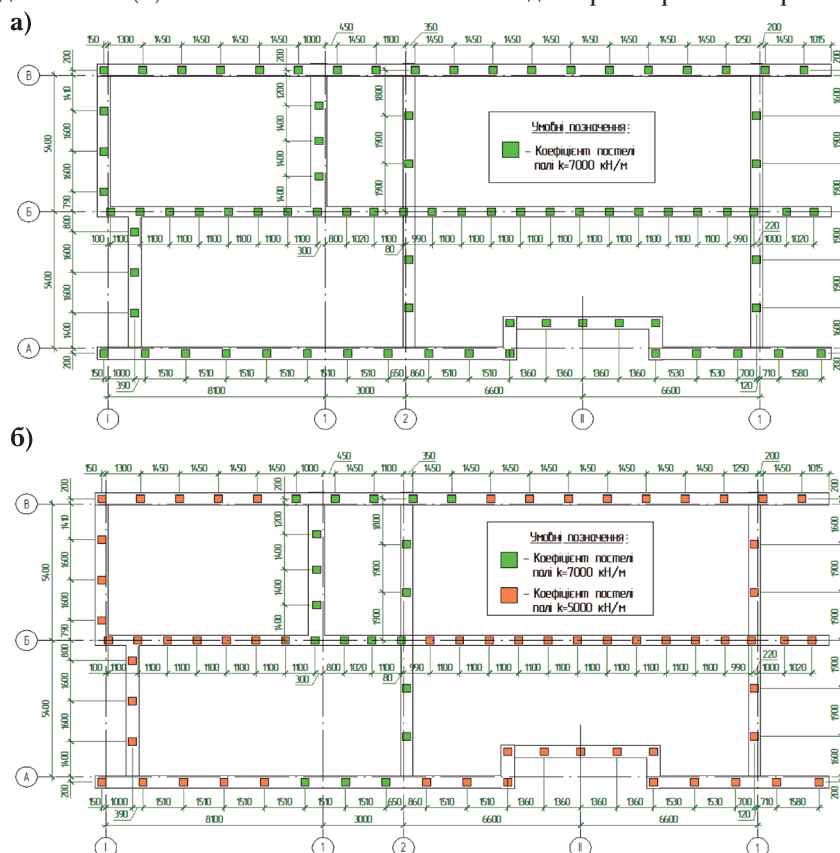


Рисунок 6 – Початкова жорсткість паль, яка врахована при моделюванні (а) та жорсткість паль, яка врахована при моделюванні, після підтоплення основи (б)

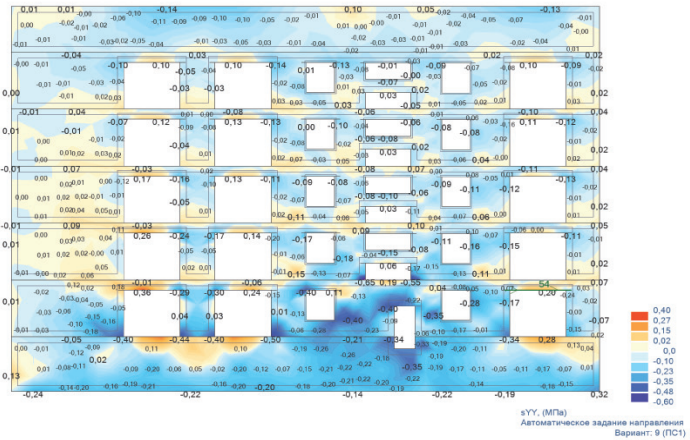


будівлі (перегородки, підлога, стеля, покрівля і т. ін.), задані еквівалентними навантаженнями, що прикладали у відповідних місцях моделі. Із результатів оцінювання НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки плити МСЕ проанлізуємо розподіл нормальних напружень (до горизонтальної площини) в елементах стін на сполучення існуючих навантажень з граничними розрахунковими значеннями.

Отримані величини напружень порівнювали із розрахунковим опором цегляної кладки розтягу за перев'язаним перерізом і міцності на стиск. Зокрема, приймалось, що кладка виконана з силікатної цегли М75 та розчину М25. Відповідно до табл. 9 (Додаток Р до ДБН В.2.6-162:2010) розрахунковий опір кладки розтягу за перев'язаним перерізом складає $f_{bk2}=0,11$ МПа. Відповідно до табл. 1 (Додаток Р до ДБН В.2.6-162:2010) розрахунковий опір кладки на стиск приймали $f_d=1,10$ МПа. На першому етапі моделювання визначено початковий характер напружень у кладці стін на момент спорудження будівлі до виникнення дефектів для фасаду 2-І (рис. 7, а). Напруження стиску не перевищують максимальних ($f_d=1,10$ МПа), а напруження розтягу в горизонтальній площині в деяких зонах (наприклад, місця влаштування балконів) перевищують максимальні значення ($f_{bk2}=0,11$ МПа), що може бути наслідком невідповідності між розрахунковою моделлю та між реальною схемою розподілення напружень у цегляній кладці. Але також у стінах навколо сходової клітки прослідковуються напруження розтягу кладки, що в деяких зонах досягають межі міцності кладки на розтяг за перев'язаним перерізом, що може бути наслідком невдалих об'ємно-планувальних рішень будівлі чи помилок при проектуванні фундаментів будівлі.

На другому етапі враховано зміни несучої здатності паль через прорив теплотраси та визначено новий характер розподілу напружень у кладці стін. За характером розподілу напружень можливе узагальнення: через підтоплення основи відбулося нерівномірне осідання лівої та правої частин будівлі навколо сходової клітки (яка через фактичне розташування паль у пальному полі має більшу жорсткість). Тому більшість тріщин зосереджені навколо сходової клітки. На схемах розподілу напружень (рис. 7, б) лініями виділено місця, де міцність цегляної кладки стін на розтяг перевищено ($f_{bk2}=0,11$ МПа), а тому найбільш можливе виникнення вертикальних тріщин за перев'язаним перерізом. Значення напружень

а)



б)

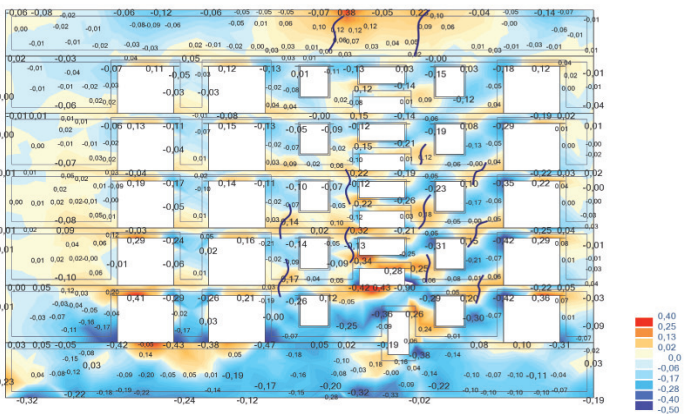


Рисунок 7 – Картина розподілу нормальних напружень в кладці зовнішніх стін на фасаді 2-І до виникнення дефектів (а), після підтоплення основи (б)

стиску не перевищують допустимих значень ($f_d=1,1$ МПа).

На рис. 8 наведено схему розміщення тріщин зовнішніх несучих стін за даними моніторингу [3]. Місця розташування та характер теоретичних (змодельованих МСЕ) вертикальних тріщин за перев'язаним перерізом практично співпадають з результатами обстежень. На третьому етапі враховано роботу елементів посилення фундаментів. На відповідній схемі розподілу напружень (рис. 9) видно, що посилення фундаменту суттєво прибрало нерівномірний характер розподілу напружень, наблизивши його до початкового стану. При цьому збереглась особливість розподілу напружень розтягнення в кладці навколо сходової клітки, та їх значення чи не перевищили межі міцності кладки на розтяг ($f_{bk2}=0,11$ МПа), чи перевищили їх у місцях аналогічних початковому стану будівлі.

Роботи з посилення фундаментів будівлі було реалізовано за 6 етапів (рис. 10):

- 1) відривання траншей та бетонування поперечних балок між ростверками повздовжніх несучих стін і під ростверками поперечних стін сходових кліток (рис. 10, а);
- 2) підведення L-подібних балок під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін



Рисунок 8 – Схема розміщення дефектів (тріщин) і пошкоджень у кладці зовнішніх стін на фасаді 2-I за даними геотехнічного моніторингу

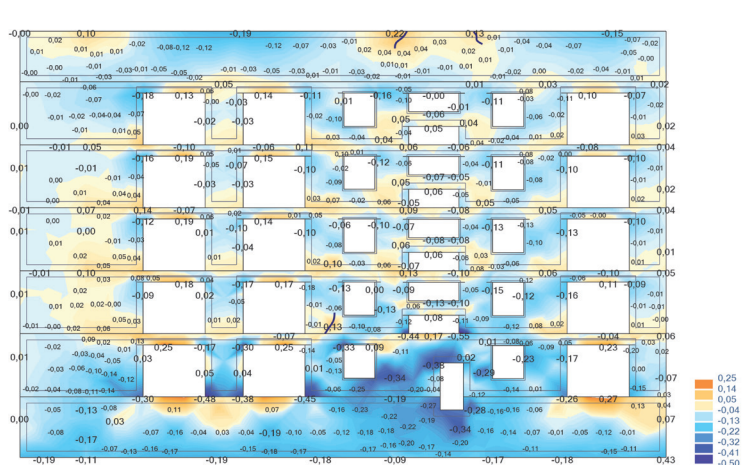


Рисунок 9 – Картина розподілу нормальних напружень в кладці зовнішніх стін на фасаді 2-I після підсилення фундаментів

- між осями «2» та «1» (рис. 10, б);
- 3) L-подібні балки, котрі залишилися, підводилися під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін між осями «2» та «1» (рис. 10, в);
- 4) підведення L-подібних балок під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін між осями «1» та «2»;
- 5) підведення L-подібних балок у проміжки, які

залишилися під ростверками на перетині повздовжніх і поперечних стін (в осях «1» і «2») (рис. 10, г);

- 6) армування та бетонування верхньої монолітної плити, що об'єднає всі балки посилення у суцільну жорстку просторову конструкцію (рис. 10, д).

ІНТЕРПРЕТАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТА ЇХ

а)



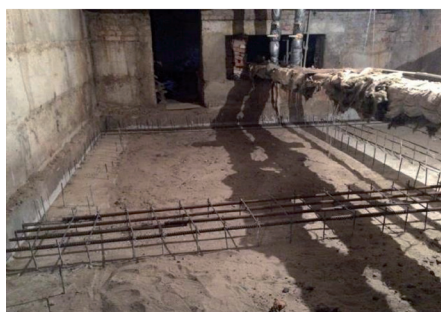
б)



в)



г)



д)



е)



Рисунок 10 – Посилення фундаментів будівлі: а – відривання траншей та бетонування поперечних балок жорсткості між ростверками повздовжніх несучих стін і під ростверками поперечних стін сходових кліток; б, в, г – улаштування балок посилення під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін; д – армування та бетонування верхньої плити посилення; е – вигляд підвалу після завершення робіт



АПРОБАЦІЯ

Таким чином, було отримано ребристу плиту підсилення (рис. 10, е), основою якої є пісок намітний, мілкий, середньої щільності. Ребра плити спрямовані до низу. Вона добре перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій основ і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт, тобто в процесі посилення фактично влаштовано плитно-пальовий фундамент. У результаті геомоніторингу після посилення фундаментів об'єкту, який триває вже близько 4 років, встановлено, що: додаткові осідання основи фундаменту будівлі не перевищили 1 – 2 мм і вже стабілізувались; після завершення посилення частина раніше зруйнованих гіпсових маячків була відновлена, однак нові тріщини в них не утворились.

ВИСНОВКИ

Отже, удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під ростверку монолітної залізобетонної плити. Розроблено нову 3D розрахункову схему системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити і виконано моделювання з використанням МСЕ НДС цієї системи, для оцінювання особливостей спільної роботи її складових. Отримано нові дослідні дані, про зміну НДС цієї системи, внаслідок підведення під ростверку плити, зокрема, фактичне створення плитно-пального фундаменту значною мірою приборало нерівномірний характер розподілу напружень і наблизило його до початкового стану. Доведено достатньо високу ефективність і надійність способу посилення пальових фундаментів у складі стрічкового ростверку підведенням плити.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Briaud J.-L. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Wiley. 2013. 1024p.
2. Коновалов П.А., Коновалов В.П. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М.: Изд-во АСВ. 2011. 384 с.
3. Vynnykov Yu., Manzhali S. Residential building's deformation on pile foundation. Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. 2019. Is. 2(53). P. 98–106. Doi: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1899>
4. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под ред.

В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. М.: Изд-во АСВ, 2014. 728 с.

5. Katzenbach R., Leppla S., Seip M., Kurze S. Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures. Proc. of the XVI European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburgh. Scotland. 2015. P. 601–606. Doi: <https://doi.org/10.1680/ecsmge.60678>
6. Жусупбеков А.Ж. Расчет осадки свайных фундаментов высотных зданий в грунтовых условиях Астаны. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. №3. С. 14–17.
7. Szerzo A., Batali L. Numerical modelling of piled raft foundations. Modelling particularities and comparison with field measurements. Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Sep. 17–22, 2017. Seoul, Korea. Ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. 2017. P. 3055–3058.
8. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий. Х.: «Типография Мадрид», 2017. 204с.
9. Minno M., Persio R., Petrella F. Finite element modeling of a piled raft for a tall building on cohesionless soil. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburgh. 2015. P. 4019–4024. Doi: <https://doi.org/10.1680/ecsmge.60678>
10. Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий. М.: АСВ, 2018. 392 с.
11. Pidlutskyi V., Boyko I., Nosenko V. Research of the interaction of piles with different lengths and the grillage in the foundations of high-rise buildings. Civil and environmental engineering reports CEER. 2017. Vol. 26(3). P. 59 – 68. Doi: <https://doi.org/10.1515/ceer-2017-0035>
12. Маєвська І.В. Блащук Н.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених фундаментів. Вінниця: ВНТУ, 2013. 168 с.
13. Зоценко М.А. Винников Ю.А. Фундаменты, что споруджуються без виймання ґрунту. Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. 346 с.

REFERENCES

1. Briaud, J.-L. (2013). Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Wiley.
2. Konovalov, P.A. & Konovalov, V.P. (2011). Bases and foundations of buildings under reconstruction. Moscow: Publishing House ASV.
3. Vynnykov, Yu. & Manzhali, S. (2019). Residential building's deformation on pile foundation.



- Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering, 2(53), 98-106. Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1899>.
4. Ilyichev, V.A. & Mangushev, R.A. (Eds.) (2014). Handbook of geotechnics. Bases, foundations and underground structures. Moscow: Publishing House ASV.
 5. Katzenbach, R., Leppla, S., Seip, M., & Kurze, S. (2015). Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, Edinburg. DOI: <https://doi:10.1680/ecsmge.60678>.
 6. Zhusupbekov, A.Zh. (2012). Calculation of sedimentation of pile foundations of high-rise buildings in soil conditions of Astana. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 14-17.
 7. Szerzo, A., & Batali, L. (2017). Numerical modelling of piled raft foundations. Modelling particularities and comparison with field measurements. Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Korea.
 8. Samorodov, A.V. (2017). Designing the effective combined pile and plate foundations of multi-storey buildings. Kharkiv: Madrid.
 9. Minno, M., Persio, R., & Petrella, F. (2015). Finite element modeling of a piled raft for a tall building on cohesionless soil. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, Edinburg. DOI: <https://doi:10.1680/ecsmge.60678>.
 10. Shulyatyev, O.A. (2018). Basis and foundations of high-rise buildings. Moscow: Publishing House ASV.
 11. Pidlutskiy, V., Boyko, I., & Nosenko, V. (2017). Research of the interaction of piles with different lengths and the grillage in the foundations of high-rise buildings. Civil and environmental engineering reports CEER, 26(3), 59-68. DOI: <https://doi: 10.1515/ceer-2017-0035>.
 12. Maevska, I.V., & Blaschuk, N.V. (2013). Taking into account the work of the grille as part of the tape pile and reinforced foundations. Vinnytsia: VNTY.
 13. Zotsenko, M.L., & Vynnykov, Yu.L. (2019). Nonexcavated foundations. Poltava: PoltNTU.

Стаття надійшла до редакції 16.02.2021 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.3>

UDC 624.131.37, 624.131.537



БИЛЕУШ А.И.

Д-р техн. наук, проф., Институт гидромеханики НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: Igmiggs@ukr.net, тел.: + 38 (066) 794 37 84, ORCID: 0000-0002-7292-999X



ФРИДРИХСОН В.А.

Канд. техн. наук, старший научный сотрудник, Институт гидромеханики НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: Igmiggs@ukr.net, тел.: + 38 (067) 450 22 95, ORCID: 0000-0003-4001-8646



КРИВОНОГ А.И.

Канд. техн. наук, старший научный сотрудник, Институт гидромеханики НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: Igmiggs@ukr.net, тел.: + 38 (097) 674 80 47, ORCID: 0000-0002-8435-3393



КРИВОНОГ В.В.

Канд. техн. наук, старший научный сотрудник, Институт гидромеханики НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: Igmiggs@ukr.net, тел.: + 38 (096) 869 26 53, ORCID: 0000-0002-3788-6947

НАРУШЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ РАЗЖИЖЕННЫХ ГРУНТОВ

АННОТАЦИЯ

На основании данных литературных источников и исследований авторов, выполнен анализ причин и условий, при которых разжижение линзы или прослойки слабых водонасыщенных грунтов приводит к нарушению устойчивости склонов. В зависимости от своего расположения, линзы разжиженного грунта уплотняются под весом вышележащих грунтов или приходят в движение, что приводит к развитию оползней. Разрушение структуры водонасыщенного грунта происходит в зоне действия критических касательных напряжений и переводит последний из твердого состояния в состояние смеси «грунт–вода», которая имеет все характерные свойства неньютоновской жидкости. В последующем, основная деформация образуется за счет пластического скольжения, которое происходит без изменения объема грунта. Пластическое скольжение продолжает разрушать структуру и приводит к нарушению сплошности грунта.

Режим текучести наступает, когда напряжение сдвига превышает силы трения между частицами

грунта и структурную прочность τ_0 . Характерной особенностью неньютоновских жидкостей является переменная кажущаяся вязкость, она зависит от температуры, давления, скорости сдвига, продолжительности действия нагрузки и других факторов, но в основном – от скорости сдвига.

Проанализированы физические основы нарушения устойчивости склонов при разжижении грунтов в отдельных линзах, в зависимости от их расположения в массиве склона.

Приведена уточненная зависимость для определения максимально возможной скорости смещения оползневых масс, перемещающихся по наклонной линзе разжиженных грунтов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: вязкость грунтов, структура грунтов, разжижение, устойчивость склона, сдвиг, оползень

ПОРУШЕННЯ СТІЙКОСТІ СХИЛІВ ПІД ДІЄЮ РОЗРІДЖЕНИХ ГРУНТІВ АННОТАЦІЯ

На підставі даних літературних джерел і досліджень авторів, виконано аналіз причин і умов,



при яких розрідження лінзи або прошарку слабких водонасичених ґрунтів призводить до порушення стійкості схилів. Залежно від свого розташування, лінзи розрідженого ґрунту ущільнюються під вагою вище розташованих ґрунтів або приходять в рух, що призводить до розвитку зсувів. Руйнування структури водонасиченого ґрунту відбувається в зоні дії критичних дотичних напружень і переводить останній з твердого стану в стан суміші «ґрунт-вода», яка має всі характерні властивості неньютонівської рідини. В подальшому, основна деформація утворюється за рахунок пластичного ковзання, яке відбувається без зміни об'єму ґрунту. Пластичне ковзання продовжує руйнувати структуру і призводить до порушення суцільності ґрунту.

Режим плинності настає, коли напруга зсуву перевищує сили тертя, між частками ґрунту і структурну міцність τ_0 . Характерною особливістю неньютонівської рідини є змінна уявна в'язкість, вона залежить від температури, тиску, швидкості зсуву, тривалості дії навантаження та інших факторів, але переважно – від швидкості зсуву.

Проаналізовано фізичні основи порушення стійкості схилів при розрідженні ґрунтів в окремих лінійках, залежно від їх розташування в масиві схилу.

Наведено уточнену залежність для визначення максимально можливої швидкості зсуву зсувних мас, що переміщуються по похилій лінзі розріджених ґрунтів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: в'язкість ґрунтів, структура ґрунтів, розрідження, стійкість схилу, зрушення, зсув

VIOLATION OF SLOPE STABILITY UNDER THE INFLUENCE OF SOIL LIQUEFACTION

ABSTRACT

Based on the data of literary sources and research of the authors, an analysis of the reasons and conditions under which the liquefaction of a lens or an interlayer of weak water-saturated soils leads to a violation of the stability of slopes has been carried out. Depending on their location, the lenses of the liquefied soil are compacted under the weight of the overlying soils or come into motion, which leads to the development of landslides. The destruction of the structure of water-saturated soil occurs in the zone of action of critical tangential stresses and transfers the latter from a solid state to a state of a "soil-water" mixture, which has all the characteristic properties of a non-Newtonian liquid. Subsequently, the main deformation is formed due to plastic sliding, which occurs without changing the volume of the soil. Plastic sliding continues to destroy the structure and leads to disruption of the soil continuity.

The flow regime occurs when the shear stress exceeds the friction forces between soil particles and the structural strength τ_0 . A characteristic feature

of non-Newtonian fluids is a variable apparent viscosity, it depends on temperature, pressure, shear rate, duration of the load and other factors, but most often on the shear rate.

The physical foundations of the disturbance of slope stability during soil liquefaction in individual lenses are analyzed, depending on their location in the slope massif.

A refined dependence is given to determine the maximum possible displacement rate of landslide masses moving along an inclined lens of liquefied soils.

KEYWORDS: soil viscosity, soil structure, liquefaction, slope stability, shear, land-slide

ВВЕДЕНИЕ

Крупные землетрясения, произошедшие во многих странах мира в последние годы, вызвали многочисленные обрушения склонов, зданий и сооружений и сопровождалась человеческими жертвами [1]. Анализ причин разрушения сооружений показал, что главной из них является недостаточная изученность поведения ґрунтов во время землетрясений, поэтому актуальным является вопрос о возникновении деформации ґрунтов вследствие их разжижения и развития оползней. Быстрое развитие строительной практики требует знания условий, при которых ґрунты в условиях сейсмического или других воздействий теряют несущую способность. Многими исследователями, в последние годы, были получены и опубликованы многочисленные данные о работе ґрунтов при динамических нагрузках [2].

Развитие технологий позволило получить новые данные для проектирования фундаментов и земляных сооружений, с учетом влияния нагрузок, вызванных землетрясениями. Тем не менее, разнообразие и противоречивость полученных материалов препятствует их обобщению. Данная статья анализирует один из аспектов механизма разжижения и текучести ґрунтов, который приводит к нарушению устойчивости склонов. Авторами установлено, что при сейсмических воздействиях часть ґрунтов временно теряет прочность на сдвиг, и такие ґрунты ведут себя скорее как вязкая жидкость, чем как твердое тело, при этом частицы водонасыщенного ґрунта, при перемещении в отдельном слое, приходят в движение, образуя оползень [3]. Проведен анализ возможных механизмов нарушения устойчивости склона при разжижении лінзи ґрунтов. Приведена зависимость времени уплотнения лінзы и скорости смещения оползня, при наклонном положении лінзы в склоне.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

Исследованиям вопросов работы песчаных и глинистых ґрунтов, при сейсмических нагрузках,



посвящена книга профессора К. Ишихары [2], в которой приведены данные испытаний грунтов на динамическую нагрузку в полевых и лабораторных условиях. Описан механизм разжижения и текучести песчаных грунтов, при землетрясениях. Приведены примеры испытаний грунтов на динамическую нагрузку с применением современных методик и аппаратуры. Рассмотрены вопросы прочности глин и сопротивления песков разжижению, изложен механизм разжижения грунта и методика оценки потенциала разжижения на строительной площадке.

Профессор Arnold Verruijt в работе [4] представил основные решения задач динамики грунтов. Большинство задач решено в аналитическом виде. При выводе решений уравнений использован метод интегрального преобразования. Для многих задач, которые не могут быть решены аналитически, даны компьютерные программы, числовые данные и графики. Анализируются предельные состояния динамических задач. Анализируя полученные решения, автор приходит к выводу, что для большинства задач водонасыщенный грунт, при динамических воздействиях, может рассматриваться как среда, в которой твердые частицы и жидкость движутся и деформируются вместе.

Соавтором данной статьи, получены решения для определения скорости смещения оползневых масс на склонах водохранилищ при постоянной вязкости глинистого грунта отдельного слоя [5].

В Институте гидромеханики, проведены исследования вязкости грунтов на приборе кольцевого сдвига. Результаты экспериментальных исследований подтвердили, что при разрушении своей структуры водонасыщенный грунт в зоне сдвига переходит из твердого состояния в состояние смеси «грунт-вода», которая имеет все характерные свойства неньютоновской жидкости. Смесь «грунт-вода» имеет переменную вязкость, которая зависит от плотности, гранулометрического состава грунта, величины вертикального давления на него, градиента скорости и продолжительности сдвига (рис. 1, 2). Режим текучести наступает после момента, когда напряжение сдвига превышает силы трения между частицами грунта и структурную прочность τ_0 . Характерной особенностью неньютоновских жидкостей является переменная кажущаяся вязкость. Она зависит от температуры, давления, скорости сдвига, продолжительности действия нагрузки и других факторов, но чаще всего – от скорости сдвига. В неньютоновской жидкости, в отличие от ньютоновской, соотношение между напряжением сдвига и скоростью сдвига не постоянно [3].

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Цель работы – изучение причин и факторов, влияющих на изменение структуры водонасы-

щенных грунтов при их разжижении в отдельных слоях или линзах и приводящих к нарушениям устойчивости склонов.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАБОТЫ И ИХ ОБОСНОВАНИЕ

Основное различие между твердым и жидким состоянием грунта состоит в том, что в твердом

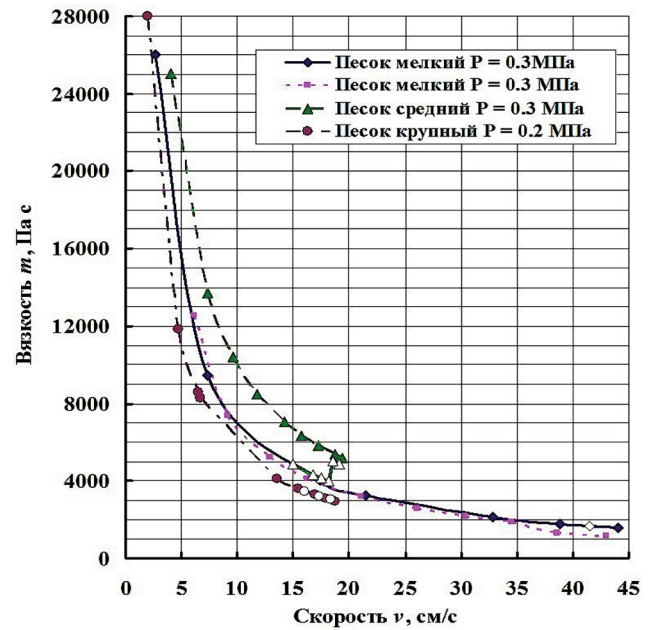


Рисунок 1 – Зависимость вязкости песчаных грунтов от скорости сдвига

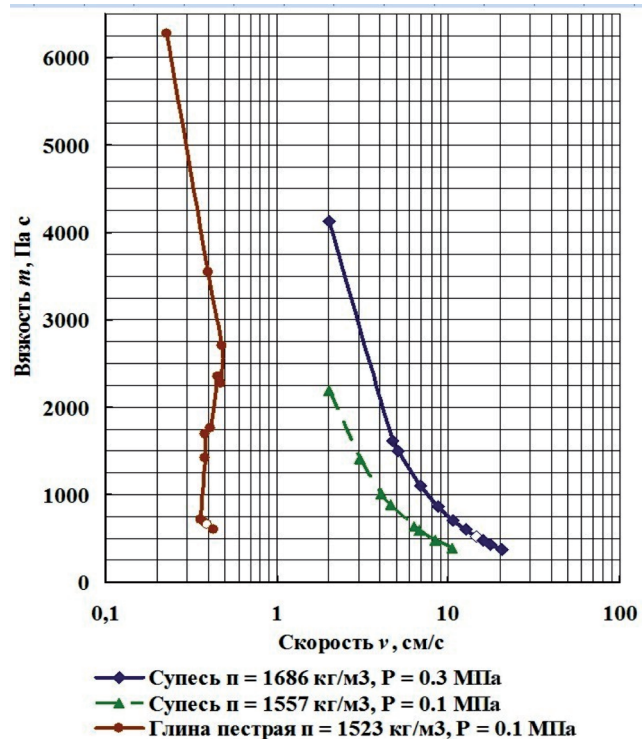


Рисунок 2 – Зависимость вязкости супеси и глины от скорости сдвига



состоянии грунт оказывает сопротивление деформации при воздействии внешних сил, тогда как в жидком состоянии он не обладает этим свойством. Динамические или статические нагрузки, которые выдерживает грунт без разрушения, определяются пределом его структурной прочности τ_0 . Разрушение грунта начинается в зоне действия повышенных отрицательных касательных напряжений (рис. 3). Если касательные напряжения, в определенной части массива водонасыщенного грунта, близки к пределу прочности, то дополнительные силовые воздействия на грунт могут их превысить.

Такие воздействия приведут к разрушению структуры грунта и будут способствовать его разжижению. Например, волны сжатия и сдвиговые волны от импульсной нагрузки, исходящие из нагруженной полосы, например, дороги, увеличивают сдвигающие напряжения в грунте (рис. 4), [4].

Всплеск величин касательных напряжений, в зоне их концентрации приведет к разрушению структурного каркаса грунта. В последующем, основная деформация образуется за счет пластического скольжения, которое происходит без изменения объема грунта. Пластическое скольже-

ние продолжает разрушать структуру и приводит к нарушению сплошности грунта. В водонасыщенных или переувлажненных грунтах в таких зонах происходит его разжижение.

Рассмотрим далее как ведут себя разжиженные грунты в отдельной линзе в зависимости от ее расположения:

- если слой разжиженных грунтов находится в массиве, давление вышележащего грунта полностью передается на неньютоновскую жидкость и далее жидкостью передается во все стороны;
- если разжиженные грунты в линзе расположены вдали от поверхности склона, возросшее, за счет веса расположенных выше грунтов, давление не может вытолкнуть грунты на поверхность склона. В этом случае, происходит уплотнение разжиженного грунта во времени. Под давлением веса вышележащих грунтов в процессе отжатия воды поровое давление в пределах линзы снижается, а в скелете увеличивается, что приводит к нарастанию осадки;
- если слой грунта находится под действием только сжимающих напряжений, то в последующем происходит его упрочнение (рис. 5). Время

уплотнения в значительной степени зависит от коэффициента фильтрации грунтов разжиженного слоя и грунтов, прилегающих к нему. Процесс тиксотропного уплотнения грунта приводит к уменьшению давления в линзе разжиженных грунтов. В последующем происходит консолидация, и осадка медленно продолжается. Осадку прекращается, когда закончится уплотнение грунта в пределах линзы.

Время рассеивания парового давления воды в линзе под весом вышележащих грунтов для расчетной схемы, приведенной на рис. 5, получим из выражения:

$$t = \left[\frac{1}{\beta(1+0.05S)} + Q \right] \frac{h}{kPn}, \quad (1)$$

где h – высота уровня грунтовых вод над разжиженной линзой грунта, P – давление на разжиженный грунт от масс грунтов, расположенных выше, k – коэффициент филь-

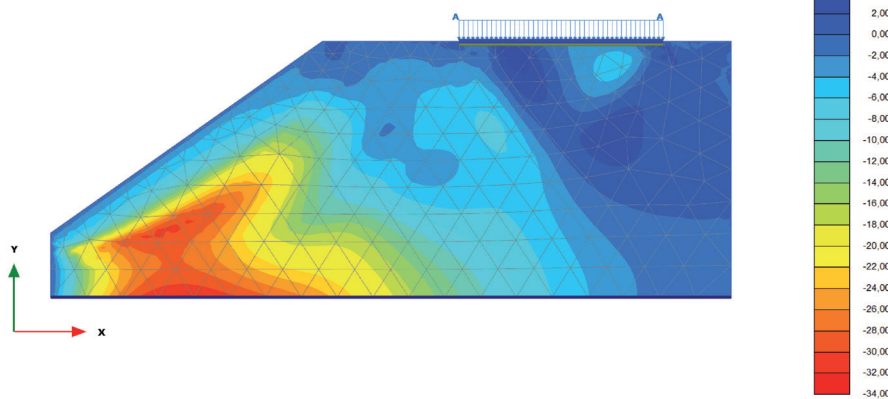


Рисунок 3 – Концентрация касательных напряжений вблизи склона

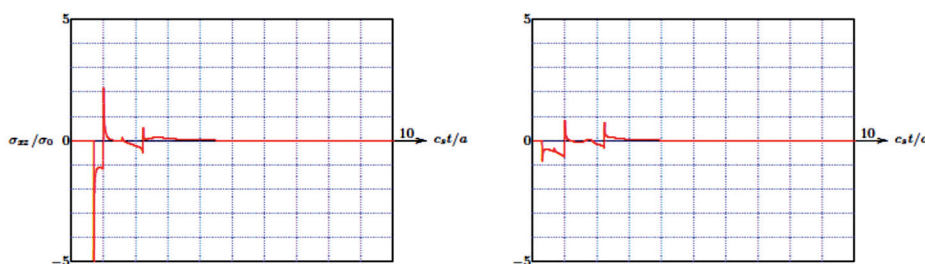


Рисунок 4 – Сдвигающие напряжения в точке $x = a$, $z = a$, как функция времени для двух значений коэффициента Пуассона: $\nu = 0$ и $\nu = 0.45$

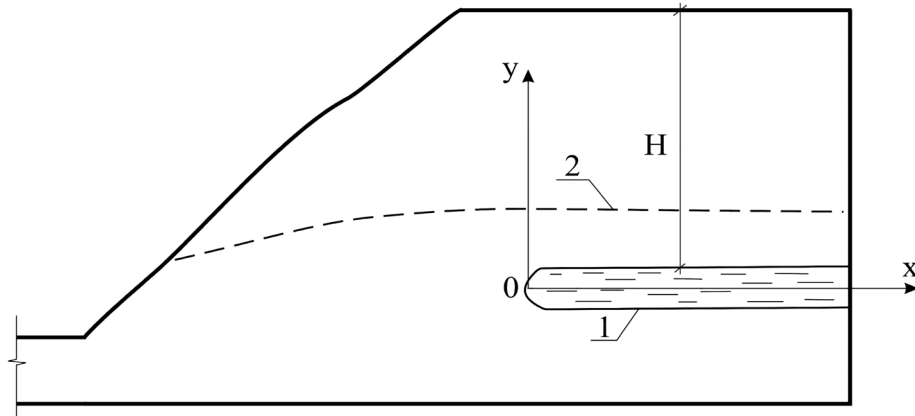


Рисунок 5 – Горизонтальное положение линзы разжиженных грунтов в склоне:

1 – линза разжиженных грунтов; 2 – кривая уровня подземных вод

менем вязкость разжиженных грунтов в линзе уменьшается, скорость смещения возрастает и образовавшийся оползень может перейти в селевой поток.

Максимально возможную скорость смещения оползневых масс U , перемещающихся по наклонной линзе разжиженных грунтов (рис. 7), можно вычислить по следующей уточненной зависимости [5]:

$$U = \frac{P(a-1)h \sin \alpha}{2\eta l \left(2 \ln a - 3 \frac{a-1}{a+1} \right)}, \quad (3)$$

трации грунтов, расположенных выше линзы, n – пористость грунтов, расположенных выше линзы, S – объем газа, растворенного в единице объема воды, m^3/m^3 , Q – объем воды в линзе при давлении P , β – коэффициент упругого расширения чистой воды, определяемый по (2), [7]

$$\beta(1+0.05S) = -\frac{1}{Q} \frac{\partial Q}{\partial p} \quad (2)$$

Однако время уплотнения конечно. Если линза будет находиться ближе к склону, то за это время может произойти нарушение устойчивости.

При горизонтальном положении линзы разжиженных грунтов, расположенной вблизи поверхности склона, механизм развития оползневой смещения иной. На момент разжижения грунта давление в линзе резко возрастает за счет веса расположенных выше грунтов. Это давление выталкивает на склон часть грунта в его основании, что лишает опоры грунты, расположенные выше по склону (рис. 6).

При разжижении линзы грунтов, находящейся на наклонной поверхности коренных пород, оползневое смещение захватывает всю линзу. При действии в слое касательных напряжений вязкая неньютоновская жидкость приходит в движение. По линзе разжиженного грунта, расположенной наклонно, находящиеся выше грунты начинают смещаться и образуются оползень (рис. 7). Со вре-

где P – давление на разжиженный грунт от масс грунтов, расположенных выше, h – толщина линзы разжиженного грунта, α – угол наклона линзы к горизонту, η – минимальный коэффициент вязкости разжиженного грунта (рис. 1), l – длина линзы по склону, a – отношение минимальной толщины линзы к максимальной.

ИНТЕРПРЕТАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ И ИХ АПРОБАЦИЯ

Для расчетов течений неньютоновской жидкости используют тензор напряжений σ_{ik} для ньютоновской несжимаемой жидкости в виде [6]:

$$\sigma'_{i,k} = \eta \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \right), \quad (4)$$

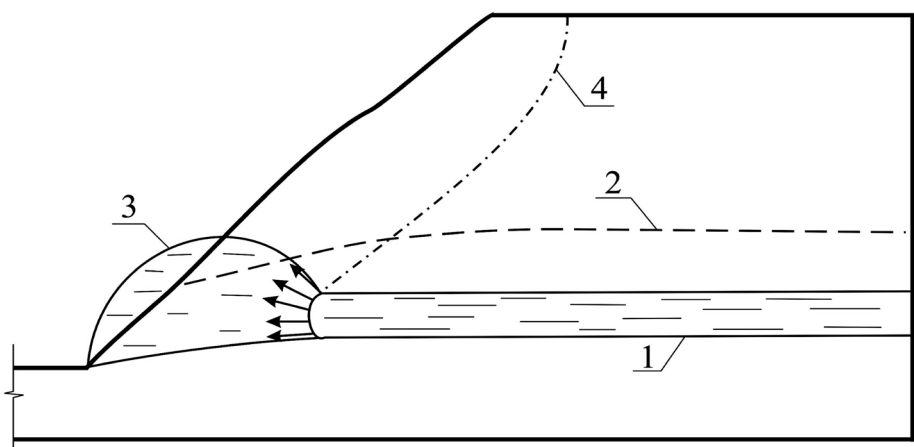


Рисунок 6 – Горизонтальное положение линзы разжиженных грунтов в склоне:

1 – линза разжиженных грунтов; 2 – кривая уровня подземных вод; 3 – выдавленный на склон грунт; 4 – поверхность скольжения

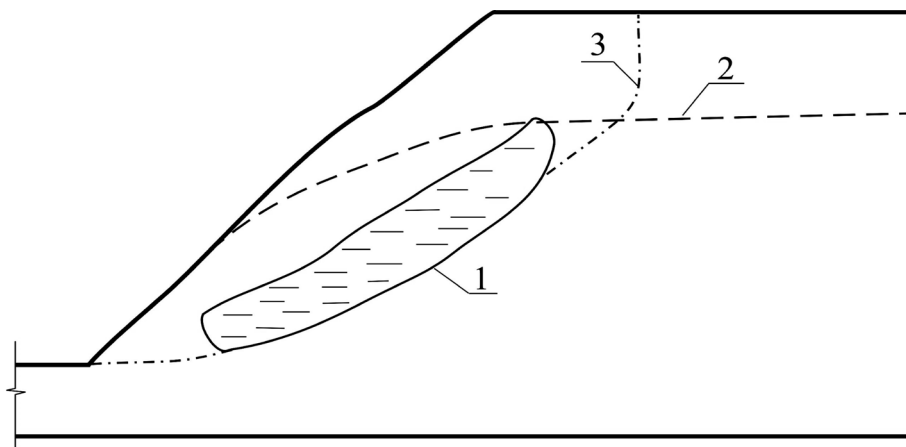


Рисунок 7 – Наклонное положение линзы разжиженных грунтов в склоне:

1 – линза разжиженных грунтов; 2 – кривая уровня подземных вод;
3 – поверхность скольжения

сти крови от скорости сдвига, которые попадают в заштрихованную область (рис. 8). Указанный график по характеру близко совпадает с подобным графиком, представленным на рис. 1, полученным авторами на приборе кольцевого сдвига в Институте гидромеханики. Представленные схемы и механизмы нарушения устойчивости склонов, приведенные в статье, сопоставлены с данными натурных наблюдений за смещениями реальных оползней, имеющих в архиве авторов. Сопоставление показало удовлетворительную сходимость.

где η – коэффициент вязкости.

Тогда уравнение Навье-Стокса, описывающее динамику стационарного течения неньютоновской жидкости, будет иметь вид:

$$\rho u_k = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_k} \left\{ \eta \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \right) \right\}. \quad (5)$$

Здесь ρ – плотность, u – проекция скорости, p – давление.

В работе [6], рассматривая кровь как неньютоновскую жидкость, теоретическими расчетами по зависимости (5) и экспериментальными исследованиями получены величины изменения вязко-

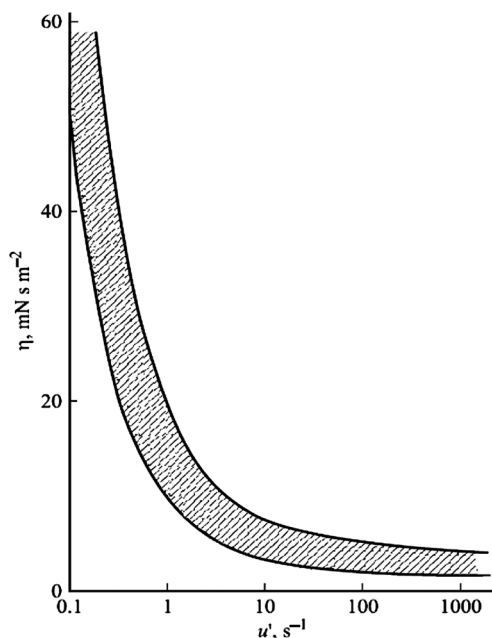


Рисунок 8 – Зависимость вязкости неньютоновской жидкости от скорости сдвига.
Данные из [6]

ВЫВОДЫ

1. Рассмотрены основные схемы и проанализированы физические основы нарушения устойчивости склонов при разжижении грунтов в отдельных линзах.
2. Указаны условия, при которых линзы разжиженных грунтов, расположенные в склоне горизонтально, приводят к нарушению устойчивости склонов.
3. Для разжиженных в отдельных линзах грунтов, которые не нарушают устойчивости склонов, получена зависимость, позволяющая оценить время рассеивания парового давления в линзе.
4. Установлено, что зависимости изменения вязкости водонасыщенных грунтов разрушенной структуры от скорости сдвига, по характеру совпадает с данными других авторов, полученных при исследовании изменения вязкости крови от скорости сдвига.
5. Полученные результаты могут быть использованы при исследовании нарушения устойчивости склонов и прогнозе развития оползневой активности территорий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Архангельская сейсмическая сеть. ФГБУН ФИЦКИА РАН. URL: <http://fciarctic.ru/index.php?page=geoss>.
2. Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях. Санкт-Петербург: НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006. 383 с.
3. Білеуш А.І., Фрідріхсон В.Л., Кривоніг А.І., Кривоніг В.В. Дослідження в'язкості ґрунтів на приладі крутіння. Прикладна



- гідромеханіка. Київ, 2014. Т.16(88), №4. С 11-16.
4. Arnold Verruijt, SOIL DYNAMICS. Delft University of Technology 1994. 2008. 425 p.
 5. Билеуш А.И. К оценке величины скорости смещения горных масс на берегах водохранилищ. Экзогенные процессы и проблемы рационального использования геологической среды. Ташкент: Узбекгидрогеология, 1985.
 6. Каро К., Педли Т., Шротер Р., Сид У. Механика кровообращения. М.: Мир, 1981. 624 с.
 7. Щелкачев В.Н., Лапук Б.Б. Подземная гидравлика. М-Л: Госнефтегориздат, 1949. 522 с.

REFERENCES

1. Arkhangelsk seismic net. N. Laverov Federal Center for Integrated Arctic Research of the Ural Branch of the Russian Academy of Sciences. Retrieved from <http://fciactic.ru/index.php.page=geoss>
2. Ishihara, K. (2006). Behavior of soils during earthquakes. St. Petersburg: NPO Georekonstruktsiya-Fundamentproekt.
3. Bileush, A.I., Fridrihson, V.L., Kryvonog, A.I., Kryvonog, V.V. (2014). Studies of soil viscosity on a torsion device. Applied Hydromechanics, V.16(88), № 4, 11-16.
4. Arnold Verruijt. (1994, 2008). SOIL DYNAMICS. Delft University of Technology.
5. Bileush, A.I. (1985). To the assessment of the rate of displacement of mountain masses on the banks of reservoirs. Exogenous processes and problems of rational use of the geological environment. Tashkent: Uzbekhydrogeologia.
6. Caro, C.G., Pedley, T.J., Schroter, R.C., Seed, W.A. (1981). The mechanics of the blood circulation. Moscow: Mir.
7. Shelkachev, V.N., Lapuk, B. B.(1949). Underground hydraulics. Moskow – Lenin-grad: Gosudarstvennoe nauchno tehnikeskoe izdatelstvo neftyanoi i gorno toplivnoi literatury.

Статья поступила в редакцию 22.11.2020 года



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.4>

УДК



ЗЕЛЕНКО Є.В.

Старший науковий співробітник
Державного підприємства
«Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: euzelenko@gmail.com
тел.: +38 044 249 37 34
ORCID: 0000-0002-9032-2577



ЛІСЕНИЙ О.М.

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

РУЙНУВАННЯ СТІНИ ЦЕГЛЯНОЇ БУДІВЛІ У ВИГЛЯДІ ПОЗДОВЖНЬОГО РОЗКОЛЮВАННЯ. ПРИЧИНИ, МЕТОДИ ВИЯВЛЕННЯ ТА ПІДСИЛЕННЯ

АНОТАЦІЯ

Викладені основні результати натурного інструментального обстеження адміністративної будівлі в м. Києві. Первісна проектна документація на будівлю за давністю не збереглася. При обстеженні виявлено розкол у товщі кладки вздовж несучої цегляної зовнішньої стіни в рівні 1-го поверху. Два простінки внаслідок пошкоджень повністю втратили несучу здатність, повне їх руйнування не відбувається тільки за рахунок перерозподілу зусиль на сусідні простінки, поперечні стіни, перегородки тощо. Простінки несучої зовнішньої стіни, які зазнали пошкоджень, складені з різних матеріалів (кладка з жовтої цегли і кладка з червоної цегли). Визначені показники міцності матеріалів комплексної кладки стін: жовта керамічна цегла в кладці обрамлення віконних прорізів за міцністю на стиск відповідає марці 75; червона керамічна цегла в кладці простінків – марці 35. Пошкоджена частина стіни має вигин в бік вулиці. Для визначення геометричних параметрів вигину зовнішньої поверхні стіни були виконані вимірювання

поздовжнього профілю стіни в трьох рівнях. Виявлено, що у рівні над карнизом стіна практично прямолінійна. В той же час, безпосередньо під карнизом горизонтальні зміщення стіни назовні складають до 68 мм. На рівні цокольного пояса зміщення стіни назовні складають до 20 мм. Проведені розрахунки міцності елементів несучих стін, згідно з якими несуча здатність не забезпечується, значення коефіцієнтів перевантаження сягають до $k = 1,402 > 1$. Проаналізовані результати багаторічного моніторингу вертикальних осідань будівлі. Характер руйнування простінків і підкарнизної ділянки стіни 1-го поверху обумовлений конструкцією цієї стіни. Руйнування стіни в рівні 1-го поверху відбулося шляхом утворення вертикальних поперечних тріщин у простінках по межі кладки обрамлення вікон з жовтої цегли, а також утворення поздовжнього розриву простінків та надвіконної частини стіни з загальною орієнтацією між концентраторами напружень – кут над карнизом, де відбувається зміна товщини стіни, і підвіконними нішами. На



підставі результатів обстеження та розрахунків встановлені причини аварійного стану стіни. Був зроблений висновок, що всі простінки стін 1-го поверху потребують підсилення, з врахуванням перевантаження за розрахунком, також рекомендоване підсилення простінків стін 2-го поверху. Надані рекомендації щодо підсилення несучих стін будівлі при пошкодженні у вигляді поздовжнього розколу.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: Цегляні стіни, надбудова, поздовжній розкол кладки, простінок, осідання, підсилення.

THE DESTRUCTION IN THE FORM OF A LONGITUDINAL SPLIT OF THE WALL OF THE BRICK BUILDING. CAUSES AND METHODS OF DETECTION AND STRENGTHENING

ABSTRACT

The main results of the full-scale instrumental survey of the administrative building in Kyiv are presented. The original design documentation for the building has not been preserved. The inspection revealed a splitting in the masonry thickness along the load-bearing external brick wall at the 1st floor level. As a result of damage, two partitions have completely lost their bearing capacity, their complete destruction did not occur only due to the efforts redistribution to the adjacent partitions, transverse walls, dividing walls etc. The damaged partitions of the load-bearing external wall are made of different materials (yellow brick masonry and red brick masonry). The strength indicators of the materials of the complex masonry are determined as follows: yellow ceramic brick in the windows casings masonry corresponds to mark 75 by its compressive strength; red ceramic brick in the partitions masonry corresponds to mark 35. The damaged wall part has a curve towards the street. To determine the curvature geometric parameters of the external surface of the wall, the longitudinal wall profile is measured in three levels. It is found that the wall is almost rectilinear in the level above the cornice. At the same time, directly under the cornice, the horizontal wall displacements to the outside are up to 68 mm. At the level of the socle belt, the wall displacement to the outside is up to 20 mm. The analysis of the load-bearing wall elements shows that the load-bearing capacity is not ensured, and the overload coefficients values reach $k = 1.402 > 1$. The results of a long-term monitoring of vertical building settlements are analyzed. The nature of the destruction of the partitions and wall area under the cornice at the 1st floor is due to the wall design. The wall destruction at the level of the 1st floor results from the formation of vertical transverse cracks in the partitions along the boundary of the yellow brick masonry of the windows casings, as well as the formation of a longitudinal rupture of the partitions and wall part above the windows with a common

orientation between the stress concentrators, i. e. an angle above the cornice, where the wall thickness changes, and window niches. Based on the results of survey and calculations, the causes of the emergency state of the wall are found. It is concluded that all partitions of the 1st floor should be strengthened, taking into account the calculated overload; it is also recommended to strengthen the partitions of the 2nd floor walls. The recommendations are given for strengthening the load-bearing building walls in case of a damage in a longitudinal splitting form.

KEYWORDS: Brick walls, superstructure, longitudinal splitting of masonry, partitions, settlement, strengthening.

ВСТУП

Об'єкт дослідження – адміністративний будинок у м. Києві, який складається з кількох виділених об'єктів, що зведені або надбудовані в різні періоди. Комплексне дослідження частини будівлі в осях 1-4/Г-Ж проводилось у листопаді-грудні 2019 р.

Первісна проектна документація на будівлю за давністю не збереглася. З історичної довідки відомо, що на місці сучасних п'ятиповерхових частин будівлі раніше були дві Г-подібні у плані двоповерхові з підвалом кам'яні будівлі, зведені в 1874-1875 роках. У 1930-х роках зазначені будівлі були надбудовані трьома поверхами та з'єднані шестиповерховою вставкою-прибудовою з боку головного фасаду. Додатково у 1990-х роках впри- тул до будівель ХІХ століття були прибудовані 2-3-поверхові будівлі у дворовій частині ділянки забудови.

На об'єкті в період з 1999 р. по 2017 р. проводились інженерно-геодезичні вимірювання осідань, результати яких викладені в окремих звітах за кілька періодів.

МЕТА ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою роботи є забезпечення надійної експлуатації адміністративного будинку на основі результатів натурного інструментального обстеження, перевірних розрахунків та оцінки технічного стану конструкцій.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

План адміністративного будинку умовно розділений на блоки, схема розташування яких та умовні осі позначені на рисунку 1. Обстежувана частина в осях 1-4/Г-И належить до блоку Б. План 1-го поверху обстежуваної частини будинку (блоку Б) з позначенням осей наведений на рисунку 2.

У результаті проведеного обстеження зафіксовані значні пошкодження конструкції зовнішньої несучої стіни в осях 4/Г-Д, а саме:

- поздовжня вертикальна тріщина до 70мм в цегляних простінках та надвіконних ділянках стіни 1-го поверху по осі 4/Г-Д



(рисунки 3 і 4), яка утворює поздовжній розкол стіни, що поширюється на три простінки у кімнатах 140, 141 і 142 (рисунок 2);

- поздовжній розкол стіни супроводжується вертикальним зміщенням до 30 мм внутрішньої відколотої частини стіни відносно зовнішньої частини;
- стіна 1-го поверху в осях 4/Г-Д має видимий вигин назовні;
- поперечні вертикальні тріщини до 1 мм в простінках, в тому числі по лінії примикання кладки з двох видів цегли;
- особливо небезпечною є тріщина у простінку в кімнаті 142, яка утворилася внаслідок повного зрізу простінку косою тріщиною «на клин»;
- значні виколювання ділянок кладки стіни, прилеглих до ніш опалення.

Два простінки, які розташовані у кімнатах 141 і 142, внаслідок пошкоджень повністю втратили несучу здатність, повне їх руйнування не відбувається тільки за рахунок перерозподілу зусиль на сусідні простінки, поперечні стіни, перегородки тощо.

Після розкриття штукатурного шару встановлено, що простінки несучої зовнішньої стіни, які зазнали пошкоджень, складені з різних матеріалів (рисунок 5).

За результатами неруйнівних випробувань з визначення міцності матеріалів кладки на ділянках зовнішньої стіни першого поверху будівлі, встановлено, що жовта керамічна цегла в кладці обрамлення віконних прорізів за міцністю на стиск відповідає марці 75 ($R_{cp}=12,1$ МПа, $R_{min}=7,3$ МПа), червона керамічна цегла в кладці простінків – відповідає марці 35 ($R_{cp}=4,1$ МПа, $R_{min}=2,6$ МПа). Марка червоної цегли нижча за мінімальну марку згідно з чинними будівельними нормами. Вапняний розчин на обстежених ділянках кладки за середньою міцністю ($R_{cp}=2,0$ МПа) відповідає марці 10.

Для визначення геометричних параметрів вигину зовнішньої поверхні стіни, по осі 4, при обстеженні були виконані вимірювання поздовжнього профілю стіни в трьох рівнях: над карнизом 1-го поверху, під карнизом та над цокольним пояском. Вимірювання відносного горизонтального зміщення зовнішньої поверхні стіни виконані лінійкою відносно шнура, який натягувався на ділянці

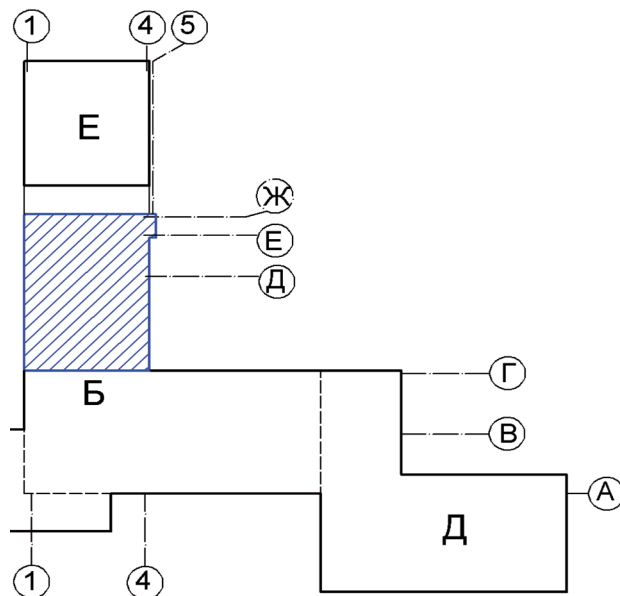


Рисунок 1 – Частина будівлі, що обстежувалась, на загальній схемі будівлі

довжиною 11,2 м, від кута будинку, в осях 4/Г.

Результати вимірювань горизонтальних відхилень стіни від прямолінійності на зазначеній ділянці показані на рис. 6. Виявлено, що у рівні над карнизом стіна практично прямолінійна, горизонтальні відхилення складають від +8 мм до -3 мм. В той же час, безпосередньо під карнизом горизонтальні зміщення стіни назовні складають до 68 мм. На рівні цокольного пояса зміщення стіни назовні складають до 20 мм.

Виявлена картина утворення тріщин та деформування стіни дає підставу вважати, що в межах даної ділянки відбувся поздовжній розкол (роз-

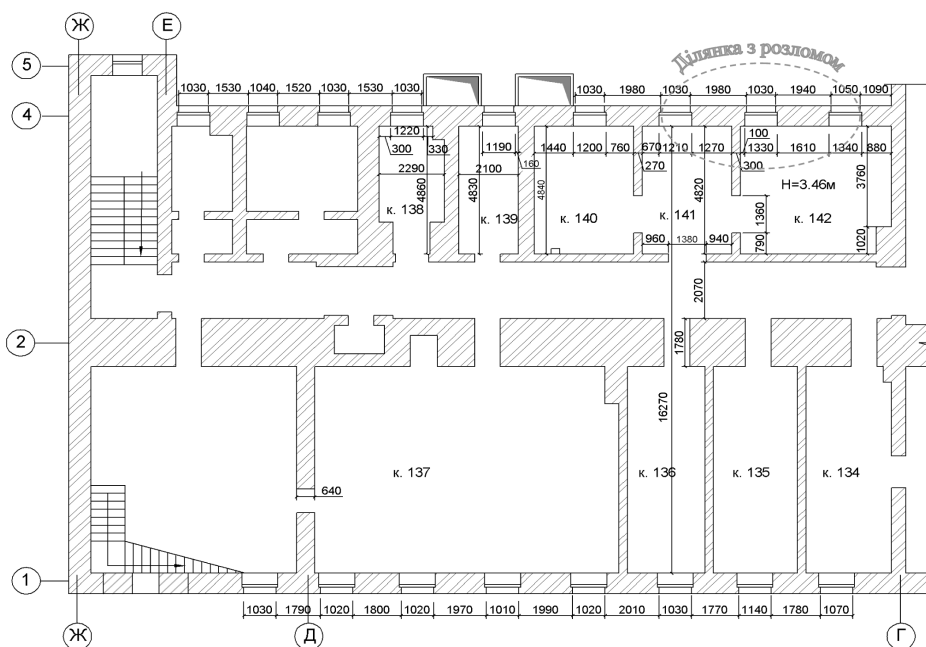


Рисунок 2 – План першого поверху в осях 1-5/Г-Ж



Рисунок 3 – Поздовжній розкол простінку та надвіконної частини стіни



Рисунок 4 – Тріщина в простінку, яка переходить у розкол надвіконної частини стіни

рив) зовнішньої несучої стіни 1-го поверху за схемою, яка показана на рисунку 7. При цьому зазначений розкол не поширюється на стіну в рівні 2-го поверху.

Крім того, були вивчені дані геодезичного спостереження за осіданнями. Як показано на фрагменті плану (рисунок 8), за період з 1999 р. по 2017 р. максимальні осідання стін будівлі склали 23,8 мм для репера 7, який встановлений на перетині стін в осях 4 і Г поряд з пошкодженою ділянкою стіни по осі 4. Додатково встановлено, що орієнтація тріщин над перемичками стін підтверджує порівняно більше осідання однієї з частин будівлі (зона розташування реперів 7 і 19) порівняно з іншими. Очевидно, що загальні осідання елементів будівлі за період, який минув з часу надбудови (1930-ті роки), може бути значно більшим.

Від працівників ремонтної служби Замовника відомо, що раніше на ділянці двору біля стіни по осі 4 існувала понижена застійна ділянка, з якої могло відбуватись замочування основи фундаментів будинку. Асфальтове покриття двору було відновлене у 2016 році. Разом з тим, геодезичний контроль з 2017 року не виконувався, тому невідомо, чи відбулася стабілізація осідань фундаментів.

Виконане, також, обстежен-

ня стін з вибіркоким розкриттям їх опорядження на інших ділянках будівлі в осях 1-4/Г-Ж. В результаті обстеження встановлено, що пошкодження у вигляді поздовжнього розколу наявні тільки у стіні в осях 4/Г-Д, а інші ділянки стін перебувають в задовільному стані.

Перевірені розрахунки елементів стін будівлі, виконані на позacentровий стиск за формулами розділу 11.1 ДБН В.2.6-162:2010 [1]. Умова несучої здатності елементів стін (на одиницю довжини) має вигляд

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

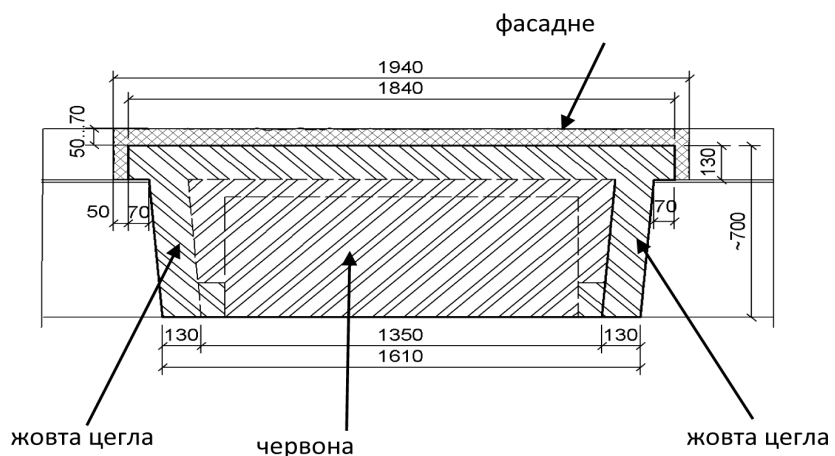


Рисунок 5 – Геометрична схема простінку, викладеного з цегли двох видів



де N_{Ed} – розрахункове значення вертикального зусилля, яке діє у перерізі простінку, $N_{Ed} = \Phi \times t \times f_d$ – розрахункове значення несучої здатності (міцності), Φ – коефіцієнт зменшення несучої здатності стіни для врахування гнучкості і ексцентриситету; f_d – розрахункова величина міцності кладки на стиск; t – товщина стіни.

Міцність кладки на стиск f_d визначена з врахуванням фактичних показників міцності цегляної кладки, визначених при інструментальному обстеженні.

Для кладки з жовтої цегли характеристичне значення міцності на стиск f_k визначене згідно з п. 8.6.1.2.2 ДБН В.2.6-162:2010 [1] і складає

$$f_k = k \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} = 0,55 \times 0,8 \times 12,1^{0.7} \times 2,0^{0.3} = 3,10 \text{ МПа},$$

де $f_b = 12,1$ МПа і $f_m = 2,0$ МПа - середні значення фактичної міцності цегли і розчину.

Розрахунковий опір кладки f_d визначений згідно з п. 7.4.1 [1] при $\gamma_M = 2,0$ (таблиця 14 Додатку Р [2])

$$f_d = f_k / \gamma_M = 3,10 / 2 = 1,55 \text{ МПа}.$$

Аналогічно визначений розрахунковий опір для кладки з червоної цегли, який складає $f_d = 0,72$ МПа (при $f_b = 4,1$ МПа і $f_m = 2,0$ МПа).

Середньозважена міцність кладки простінка складає $f_d = 0,98$ МПа.

Розрахункові значення зусиль визначені шляхом розрахунків моделі у вигляді поперечної рами за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2018. Епюри розрахункових значень



Рисунок 6 – Схема вигину назовні зовнішньої поверхні стіни 1-го поверху (в мм)

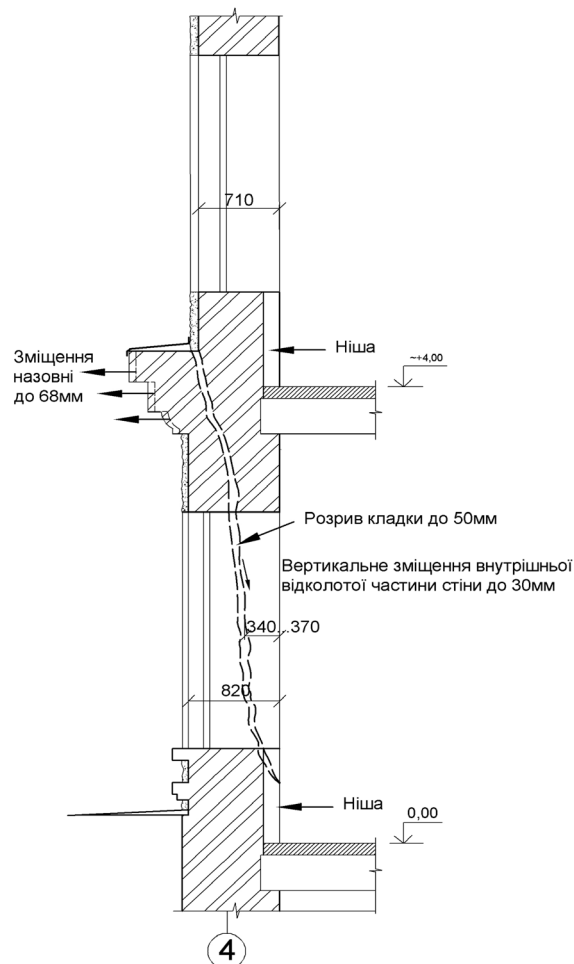
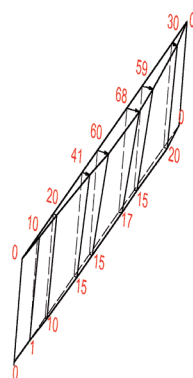


Рисунок 7 – Схема поздовжнього розколу стіни в рівні 1-го поверху

поздовжніх зусиль і моментів у перерізах зовнішньої стіни від найневигоднішої комбінації навантажень показані на рисунку 9.

Узагальнені результати перевірки розрахунків несучої здатності простінків наведені у таблиці 1. Значення розрахункових зусиль N_{Ed} у таблиці скориговані шляхом множення на коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,25$, який відповідає класу наслідків будівлі СС3 відповідно до таблиці 5 ДБН В.1.2-14:2018 [3].

Згідно з результатами розрахунків, для простінків 1-го і 2-го поверхів не забезпечується несуча здатність згідно з чинними нормами, максимальні значення коефіцієнтів перевантаження становлять: для простінків 1-го поверху $k = 1,402 > 1$; для простінків 2-го поверху $k = 1,317 > 1$.





Таблиця 3 - Узагальнені результати розрахунків несучої здатності простінків зовнішньої стіни по осі 4

Місце розташування	Переріз	t_{ef} , см	N, кН	M, кНм	Φ	f_d , МПа	N_{Rd} , кН	γ_n	$N_{Ed} = N \times \gamma_n$, кН	$k = N_{Ed} / N_{Rd}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Підвал (на 1 м)	верх	70	447	1.02	0.900	0.98	617	1.25	559	0.905
	середина	70	470	0.51	0.880	0.98	604	1.25	587	0.972
	низ	70	492	0.00	0.900	0.98	617	1.25	615	0.996
1 поверх b=171см a=300 см	верх	70	1080	54.60	0.833	0.98	977	1.25	1350	1.382
	середина	70	1158	14.60	0.880	0.98	1032	1.25	1448	1.402
	низ	70	1236	25.41	0.900	0.98	1852	1.25	1545	0.834
2 поверх- b=171см a=300 см	верх	58	801	16.56	0.894	0.98	869	1.25	1001	1.152
	середина	58	881	8.37	0.860	0.98	836	1.25	1101	1.317
	низ	58	960	33.30	0.846	0.98	1442	1.25	1200	0.832

Примітки:

- У всіх розрахунках враховано $f_d = 0,98$ МПа.
- Несуча здатність елементу стіни забезпечується, якщо $k \leq 1,0$ і не забезпечується, якщо $k > 1,0$.

Виконано, також, розрахунки несучої здатності простінків без урахування коефіцієнта надійності за відповідальністю ($\gamma_n = 1,0$), що ближче до нормативної бази на час надбудови будинку. Згідно з їх результатами, мають перевантаження як простінки 1-го поверху ($k = 1,122 > 1$),

так і простінки 2-го поверху ($k = 1,053 > 1$). Таке, порівняно невелике перевантаження, саме по собі навряд чи змогло б спричинити руйнування стіни, які виявлені при обстеженні.

Результати виконаного натурного обстеження та аналіз даних спостережень за осіданнями

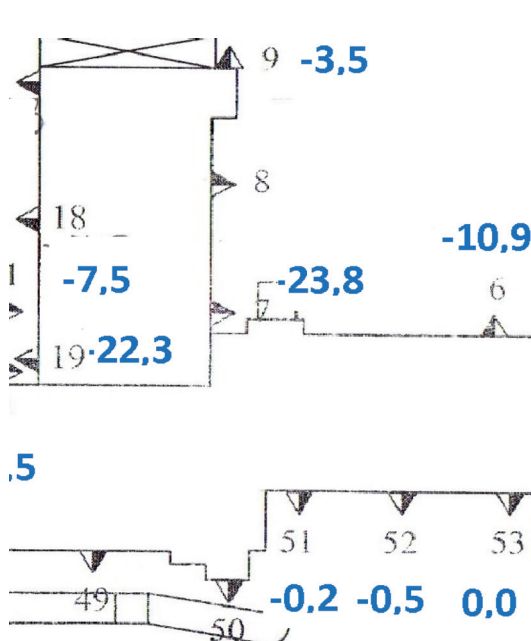


Рисунок 8 – Схема осідань (мм) обстеженої частини будинку за період з 1999 р. по 2017 р.

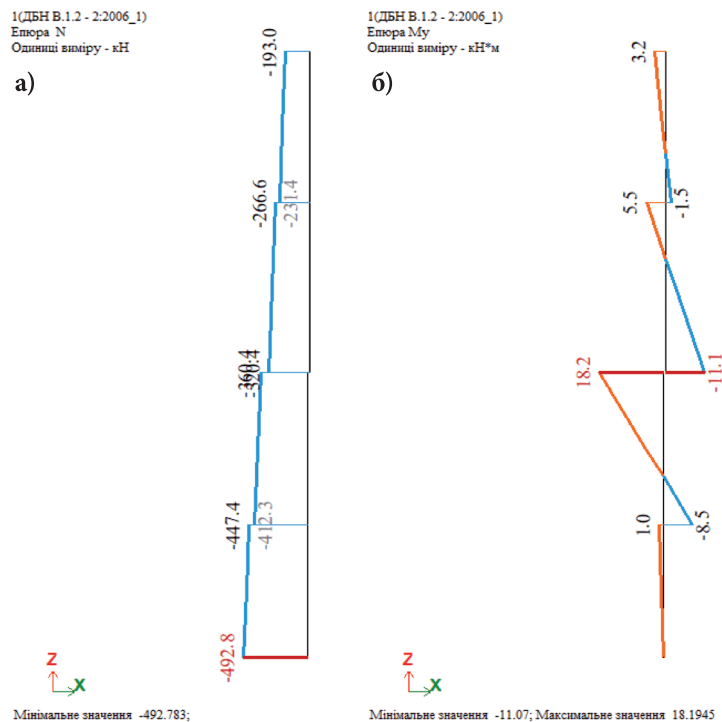


Рисунок 9 – Епюри розрахункових зусиль у перерізах зовнішньої стіни будинку в рівні підвалу і 1-3-го поверхів (на 1 м). а – поздовжні сили N, кН; б – згинальні моменти M, кН×м



будівлі дозволяють пояснити, чому руйнування простінків відбулося тільки на ділянці стіни в осях 4/Г-Д, не дивлячись на перевантаження за розрахунком всіх простінків. Як показано на рисунку 8, за період з 1999 р. по 2017 р. нерівномірність осідань стін будівлі склала 23,8 мм, причому максимальне осідання мало місце для стінного репера 7, який встановлений на перетині стін в осях 4 і Г поряд з пошкодженою ділянкою стіни по осі 4. Орієнтація наявних тріщин над перемичками стін в осях В/1-4 і Г/1-4 також свідчить, про порівняно більше осідання фасадної частини будівлі, порівняно з дворовою частиною. Внаслідок порівняно більшого осідання стіни в осях Г/4-5 відбулася передача додаткового вертикального навантаження на прилеглу ділянку стіни в осях 4/Г-Е, що збільшило зусилля у простінках цієї стіни.

Характер руйнування простінків і підкарнизної ділянки стіни 1-го поверху обумовлений конструкцією цієї стіни. Як виявлено при інструментальному обстеженні, стіна включає кладку двох видів з жовтої і червоної цегли, які значно відрізняються за міцністю, а отже і за деформаційними властивостями. Це обумовило концентрацію внутрішніх напружень зрізу між кладкою з різної цегли. Напруження зрізу були на безпечному рівні у первісному стані 2-поверхового будинку, проте значно зросли після надбудови трьох додаткових поверхів. Після надбудови нерівномірність напружень у стіні збільшилась, також внаслідок підрубання первісних склепінчастих цегляних надвіконних перемичок і закладення над вікнами додаткових перемичок з металевих балок, вирубання підвіконних ніш та горизонтальних і вертикальних штраб для труб водяного опалення.

Руйнування стіни в рівні 1-го поверху відбулося шляхом утворення вертикальних поперечних тріщин у простінках по межі кладки обрамлення вікон з жовтої цегли, а також утворення поздовжнього розриву простінків та надвіконної частини стіни з загальною орієнтацією між концентраторами напружень – кут над карнизом, де відбувається зміна товщини стіни, і підвіконними нішами, як це показано на рисунку 7.

Таким чином, на підставі наведених результатів, причинами значних пошкоджень елементів стіни в осях 4/Г-Е слід вважати поєднання низки несприятливих факторів, а саме:

- 1) перевантаження простінків внаслідок надбудови трьох додаткових поверхів;
- 2) конструктивних особливостей кладки, яка виконана з цегли двох видів, що сприяє концентрації напружень;
- 3) ослаблення простінків внаслідок влаштування горизонтальних та вертикальних штраб для прокладки труб опалення;
- 4) нерівномірних осідань фундаментів будівлі.

Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 [2], загальний технічний стан частини адміністративного будинку в осях 1-4/Г-Е був визначений як аварійний (категорія «4»).

Виходячи з результатів натурного та інструментального обстеження, аналізу матеріалів попередніх досліджень, аналізу конструктивних рішень та результатів перевірних розрахунків несучої здатності, був зроблений висновок, що всі простінки стін 1-го поверху потребують підсилення. В першу чергу, рекомендовано виконати першочергові протиаварійні заходи та підсилити елементи стіни між осями 4/Г-Д, які зазнали руйнування.

З врахуванням перевантаження за розрахунком, також рекомендоване підсилення простінків стін 2-го поверху. Таке підсилення необхідне для забезпечення несучої здатності при можливому довантаженні простінків внаслідок подальшого нерівномірного осідання будинку.

Підсилення стіни рекомендовано виконати шляхом влаштування обойм з прокатних кутиків у простінках 1-го і 2-го поверхів. Крім того, з врахуванням фактичного проходження тріщини поздовжнього розколювання (рис. 7), рекомендовано стягнути між собою два розділених тріщиною фрагменти глухої надвіконної ділянки стіни, як це показано на рисунку 10.

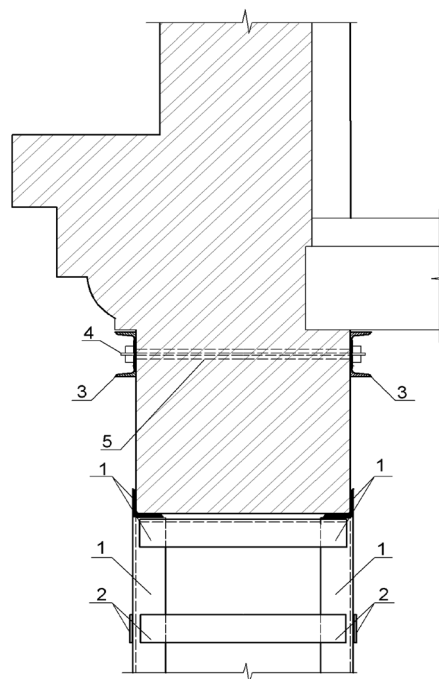


Рисунок 10 – Схема рекомендованого підсилення ділянки стіни в осях 1-4/Г-Е

- 1 – кутики 90×6,
- 2 – планки 100×6, крок 0,5 м,
- 3 – швелери № 16,
- 4 – шпильки М20, крок 1,0 м,
- 5 – отвори Ø24 під шпильки



ВИСНОВКИ

1. При обстеженні старих будівель з цегляними стінами необхідно звертати увагу на можливу наявність пошкоджень у вигляді поздовжнього розколювання стін. Такі пошкодження проявляються вертикальними та похилими тріщинами на відкосах вікон, викривленням зовнішньої поверхні стін.
2. Причини поздовжнього розколювання є концентрація напружень, обумовлена конструктивними особливостями стін, а саме - виконанням стіни з цегли різної міцності, потовщення стіни 1-го поверху порівняно зі стіною 2-го поверху.
3. До небезпечних наслідків може привести довантаження стін зазначеної конструкції внаслідок надбудови поверхів та/або нерівномірних осідань будівлі. Виявити загрозові ділянки стін будівлі допомагає аналіз результатів спостережень за нерівномірними осіданнями будівлі.
4. При виявленні пошкоджень цегляних стін у вигляді поздовжнього розколювання необхідно виконати підсилення не тільки пошкоджених простінків, а і надвіконної ділянки стіни, як це показано на рисунку 10.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. К., 2011, 98 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. К., 2017, 44 с.
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К., 2018, 30 с.

REFERENCE

1. The constructions of building and structures. Design of masonry structures. General rules: DBN V.2.6-162:2010. (2011).
2. Guidelines for inspection of buildings and facilities for identification and evaluation of their technical condition: DSTU-N B V.1.2-18:2016. (2017).
3. General principles for reliability and constructive safety ensuring of buildings and civil engineering works: DBN V.1.2-14:2018. (2019).

Стаття надійшла до редакції 12.11.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.5>

УДК (045)



АГЕЄВА Г. М.

Канд. техн. наук, Національний авіаційний університет, м. Київ, Україна,
e-mail: gala.agieieva@gmail.com
тел.: + 38 067 501 83 86
ORCID: 0000-0001-9376-8753



КАФІЄВ К. П.

Канд. техн. наук, завідувач відділу Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: kafiev.k@gmail.com
тел.: +38 067 466 80 75
ORCID: 0000-0002-7311-088X



КРИВЕЛЬОВ А. І.

Канд. техн. наук, доцент, провідний інженер Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: krevilev@ndibk.gov.ua
тел.: +38 097 213 02 41
ORCID: 0000-0002-5685-0042

РЕКОНСТРУКЦІЯ БУДИНКІВ ПЕРШИХ МАСОВИХ СЕРІЙ – ЗАСАДА СТАЛОГО РОЗВИТКУ МІКРОРАЙОНІВ І КВАРТАЛІВ МІСТ

АНОТАЦІЯ

Житлові будинки перших масових серій забудови 60-70 р. р. складають значну частину житлового фонду України. Основні тримальні конструкції більшості серій цих будинків знаходяться в задовільному стані і при належному ремонті можуть експлуатуватися ще 40 - 50 років. Модернізація фонду будинків перших масових серій пов'язана з втручанням у системи мікрорайонів і кварталів, які характеризують масову забудову. Руйнування цих систем суперечить принципам «Сталого розвитку» - «Sustainable development». Цей двослівний термін в Україні має застосовуватися як прямий переклад з мови оригіналу – «Прояви, що підтримують життя». На території України, в 60-70 р.р. були побудовані понад 5000 п'ятиповерхових великопанельних житлових будинків – головним чином серій 1-464 та 1-480. Конструктивні особливості великопанельних будинків дозволяють здійснити їх реконструкцію з обмеженням за розмірами і в часі втручанням в побут мешканців. Така

реконструкція передбачає тільки зміну вертикальних розмірів будинку. Найбільш доцільними схемами для реконструкції будинків вказаних вище серій рекомендовані такі, що базуються на надбудові, або надбудові разом з прибудовою невеликих за розмірами у плані ризалітами у внутріквартальному просторі. Проблемаю надбудов є застосування в перекриттях останнього поверху плит зі зниженим рівнем тримальної здатності. Виходом є влаштування подвійного роздільного перекриття. Конструктивна система «Фламінго» забезпечує надбудову п'яти поверхів і може бути застосована в якості вертикальних «акцентів» нової квартальної забудови. Технічне рішення системи полягає у створенні П-подібних тримальних рам на власних фундаментах. Ригелі рам стають основою простора, який використовується як технічний поверх. Найбільш придатними для реконструкції є будинки серії 1-480. Сучасні вимоги щодо реконструкції мікрорайонів п'яти поверхової забудови мають полягати в помірному



збільшенні кількості поверхів будинків, без збільшення їх розмірів у плані. Надбудова додаткових поверхів має застосовуватися для створення вертикальних акцентів кварталів. Акцентами мікрорайонів повинні стати нові будівлі громадського призначення. Такі архітектурно містобудівні рішення в комплексі відповідатимуть концепції «сталого розвитку».

КЛЮЧОВІ СЛОВА: житлові будинки, типові проекти, серії 1-464 та 1-480, великі панелі, п'ять поверхів, реконструкція, збільшення об'ємів будинку, мікрорайон, квартал, сталий розвиток

АННОТАЦІЯ

Жилые дома первых массовых серий застройки 60-70 г. г. составляют значительную часть жилого фонда Украины. Основные несущие конструкции большинства серий этих домов находятся в удовлетворительном состоянии и при надлежащем ремонте могут эксплуатироваться еще 40 - 50 лет. Модернизация фонда домов первых массовых серий связана с вмешательством в системы микрорайонов и кварталов, которые характеризуют массовую застройку. Разрушение этих систем противоречит принципам «устойчивого развития» - «Sustainable development». Это словосочетание в Украине должно применяться как прямой перевод с языка оригинала - «Проявления, поддерживающие жизнь». На территории Украины, в 60-70 г.г. были построены более 5000 пятиэтажных крупнопанельных жилых домов - главным образом серий 1-464 и 1-480. Конструктивные особенности крупнопанельных домов позволяют осуществить их реконструкцию с ограниченным по размерам и во времени вмешательством в быт жителей. Такая реконструкция предполагает только изменение вертикальных размеров дома. Наиболее целесообразными схемами для реконструкции зданий указанных выше серий рекомендованы основанные на надстройке, или надстройке вместе с пристройкой небольших по размерам в плане ризалитами во внутриквартальном пространстве. Проблемой надстроек - применение в перекрытиях последнего этажа плит с пониженным уровнем несущей способности. Выходом является устройство двойного раздельного перекрытия. Конструктивная система «Фламинго» обеспечивает надстройку пяти этажей и может быть применена в качестве вертикальных «акцентов» новой квартальной застройки. Техническое решение системы заключается в создании П-образных несущих рам на собственных фундаментах. Ригели рам становятся основой простора, который используется как технический этаж. Наиболее пригодными для реконструкции являются дома серии 1-480. Современные требования по реконструкции микрорайонов пятиэтажной застройки должны заключаться в умеренном увеличении количества этажей домов без увеличения их разме-

ров в плане. Надстройка дополнительных этажей должна применяться для создания вертикальных акцентов кварталов. Акцентами микрорайонов должны стать новые здания общественного назначения. Такие архитектурно градостроительные решения в комплексе будут отвечать концепции «устойчивого развития»

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: жилые дома, типовые проекты, серии 1-464 и 1-480, большие панели, пять этажей, реконструкция, увеличение объемов дома, микрорайон, квартал, устойчивое развитие

RECONSTRUCTION OF THE FIRST MASS SERIES BUILDINGS AS THE PRINCIPLE OF THE SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF NEIGHBORHOODS AND RESIDENTIAL QUARTERS IN CITIES

ABSTRACT

The residential buildings of the first mass series of the 1960s-1970s form a significant part of the housing stock of Ukraine. The main load-bearing structures of the most buildings of these series are in satisfactory conditions, and with proper repair they can be operated for another 40-50 years. The modernization of the first mass series housing stock involves the intervention in the neighborhoods and residential quarters systems characterizing the mass construction. The destruction of such systems contradicts the principles of "sustainable development". On the territory of Ukraine, in the sixties-seventies of the last century more than 5,000 five-storey large-panel residential buildings were built, mainly of 1-464 and 1-480 series. The large-panel structures design features allow their reconstruction with size- and time-limited interference in the residents lives. Such reconstruction envisages only the changes of the vertical building dimensions. The appropriate reconstruction schemes recommended for the mentioned buildings series are based on the arrangement of superstructures or superstructures with added small risalits in the inner quarter space. The problem of superstructures is the use of slabs with the reduced load-bearing capacity in the enclosing ceilings. The solution is to install the doubled separate floors. The Flamingo design system provides for a five-storey superstructure adding, which can be used as the vertical "accents" of new neighborhood development. The structural concept of the system is to create the П-shaped load-bearing frames on their own foundations. Framework beams become the basis for the space used as a technical floor. The 1-480 series buildings are the most suitable for the reconstruction. The current requirements to the reconstruction of five-storey residential areas should include a moderate increase of the number of floors in buildings, without expanding their sizes in the plan. The additional floors should be added to create the vertical accents of quarters. The new public buildings should be the focus of neighborhoods. These



architectural urban planning solutions will correspond to the concept of "sustainable development".

KEYWORDS: residential buildings, standard projects, 1-464 and 1-480 series, large panels, 5 storeys, reconstruction, increase of the building space, neighborhood, quarter, sustainable development.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Житлові будинки перших масових серій забудови 60-70 р. р. складають значну частину житлового фонду України, яка в різних містах і населених пунктах коливається від 5 до 100%. Ці будівлі передбачалися як тимчасове житло, покликане вирішити гострий післявоєнний брак житлового фонду. Будівлі виконали свою функцію зниження дефіциту житла. Але, ставлення до них як до тимчасових споруд спричинило відповідний низький рівень їх обслуговування. Такі обставини призвели до передчасного зносу інженерних систем та низки другорядних конструкцій. Разом з тим, численні обстеження показали, що основні тримальні конструкції більшості будинків цих серій знаходяться в задовільному стані і при належному ремонті можуть експлуатуватися ще 40 - 50 років.

Будинки перших масових серій знаходяться в міському середовищі з розвинутою інфраструктурою і, незважаючи на низькі експлуатаційні і соціальні властивості, що характеризують якість життя в них, вони користуються стійким попитом у відповідній частини населення.

З державницьких позицій експлуатація цих будівель в існуючому вигляді неприпустима, позаяк вимагає значної бюджетної підтримки, викликаній наднормативними енергетичними витратами та їх експлуатацією. Аварійний стан окремих елементів становить небезпеку для життя. Відзначається великий рівень захворюваності, що викликається нездоровим кліматом житлових приміщень.

Модернізація фонду будинків перших масових серій можлива і може бути економічно вигідна на комерційній основі за найменшої підтримки з боку бюджету при комплексній реконструкції території в поєднанні з будівництвом нового житла. Це ж підтверджує і міжнародний досвід, особливо європейських країн, в яких реконструкція подібних будівель має статус підгалузі будівельної індустрії.

АНАЛІЗ РОЗРОБОК, ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Мікрорайони і квартали, як складові структури міст, слід розглядати не тільки як зібрання певних споруд. За півстоліття існування в умовах клімату і родючості землі України штучно створене озеленення квартальних просторів перетворилося в суттєві «зелені легені» міст. Міста підійшли до мікрорайонів розгалуженими мережа-

ми суспільного транспорту. Здійснюється головна функція мікрорайону - пішохідна доступність до громадського транспорту і зон відпочинку, зони безпеки для дитячих садків та початкових шкіл.

Руйнування цієї системи суперечить прийнятим в 1987 році «Міжнародною комісією ООН щодо довкілля і розвитку» принципам розвитку «Sustainable development» [1]. Цей двослівний термін має зовсім інший сенс, ніж той – «устойчивое развитие», що був прийнятий в Росії і скалькований з нього в Україні – «сталий розвиток».

В англійській перше слово терміну має значення «підтримуючий життя», друге слово окрім значення «розвиток» має значення «проява». Саме в такому сенсі термін був введений комісією ООН [2, 3]. В Україні він має застосовуватися як прямий переклад з мови оригіналу – «Прояви, що підтримують життя». Тобто, за текстом рішення комісії – «забезпечення потреб сучасності не повинне підривати можливості наступних поколінь задовольняти свої власні потреби». Складовими «Sustainable development» є наступні чинники: відповідальне здорове суспільство; ефективні інновації; справедлива зелена економіка та екологічна рівновага.

Забудова перших масових серій, реалізована в кварталах і мікрорайонах, попри низьку якість і можливості післявоєнного будівництва 50-60 р.р., до цих пір характеризується попитом на ринку вторинного житла. Як соціальній структурі, їй властивий досить широкий діапазон рівнів доходів, власності та соціального статусу тих, хто проживає в цих поселеннях. Мікрорайони, завдяки цій особливості не перетворились на місця соціального занепаду, що є характерним для низки розвинених країн.

Зважаючи на сказане вище і велику увагу, яка надається в багатьох заходах принципам «сталого розвитку», останній слід розглядати саме в його первісному сенсі, який виказаний англійською. Доречно при цьому прийняти і застосовувати його прямий переклад (за умови посилання на текст постанови, в якій російська застосована як офіційна мова ООН).

Слід зазначити, що саме Україна у свій час виступила з першими проєктами та реалізацією мікрорайонної та квартальної масової забудови [4]. В 20-30 р.р. минулого століття однією з провідних експериментальних локацій містобудування та нових будівельних технологій став Харків, який був на той час столицею УРСР. До архітектурно-планувальних інновацій будівельників Харкова треба віднести саме впровадження системи мікрорайонування.

Широкомасштабна програма забезпечення населення індивідуальним житлом відкрила, в цей час у колишньому Радянському Союзі, новий етап розвитку міст. Його реалізація виразилася у численних архітектурно містобудівних та інженерно-технологічних інноваціях, спону-



кала будівельну індустрію до формування нової проектної типології, викликала глибинні зміни у соціальній організації життя громадян.

Житловий фонд, сформований будинками перших масових серій, є об'єктом численних досліджень. Упродовж останніх десятирічь розробляються та реалізуються поодинокі проектні рішення їх реконструкції та теплової модернізації. Стан економіки України не дозволяє здійснити масштабну реконструкцію таких будинків, особливістю якої було б збільшення об'ємів первісного будинку.

Галузевий досвід реконструкції та модернізації житлового фонду, сформованого будинками перших масових серій віддзеркалений у науково-виробничих виданнях «НДІПроектреконструкція», в проектах інституту Київпроект та їх реалізації, в дослідженнях і проектах Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» [5-14].

Наразі в Київській області з'являються пропозиції структур бізнесу в реалізації системної реконструкції будинків на теренах малих міст області, що вимагає проведення наукового супроводу і розробки проектів.

МЕТА СТАТТІ – віддзеркалити досвід проектування реконструкції житлових п'ятиповерхових великопанельних будинків; обґрунтувати необхідність збереження системи забудови «мікрорайон – квартал» як засадничої системи «Сталого розвитку» міст - «Проявів, що підтримують життя».

ВИКЛАД ОСНОВНИХ МАТЕРІАЛІВ РОЗРОБОК

В 1955- 57 р. р. була оприлюднена низка урядових постанов з питань будівництва, серед яких постанови «Про усунення надмірностей у проектуванні і будівництві» та «Про розвиток житлового будівництва в СРСР». Вони визначили початок етапу типізації та якісної зміни житлового будівництва вбік переходу до масового зведення індивідуальних квартир. З 1956 р. почали будувати цегляні п'ятиповерхові будинки, які за минулі 30-40 років стали менш комфортабельними і найменш придатними для проживання і реконструкції.

Починаючи з цих років почалось також і створення виробничої бази переходу на будівництво повно збірних великопанельних будинків. За офіційними даними загальна площа будинків перших масових серій 60-70 років наразі складає 23,07% багатоквартирного житлового фонду України [5]. Така забудова складає на території Донецької (21,99%) та Луганської областей (14,08%). У Києві цей показник дорівнює 9,24%.

Найбільшого поширення при цьому набули

п'ятиповерхові будинки серій 1-464 та 1-480. В цілому в країні будинки, побудовані за типовими проектами цих серій, склали 20,8% та 18,3% забудови відповідно. Впровадження у виробництво залізобетонних стінових панелей поклато початок масового будівництва типових житлових будинків, яке отримало подальший розвиток в 60-80 роки. На території України, в 60-х - 70 роках було побудовано понад 5000 п'ятиповерхових великопанельних житлових будинків – головним чином серій 1-464 та 1-480. Зокрема, в Києві та у Київській області були збудовані 1 980 будинків зазначених вище серій. Будинки будувались із максимальним використанням збірних залізобетонних виробів, для чого в багатьох великих містах створювалися домобудівельні комбінати.

Житлові будинки серії 1-464 на той час стали найбільш поширеними на території колишнього СРСР. На території України значного розповсюдження ці будинки не отримали, оскільки було освоєне виробництво будинків серії 1-480, яка надавала можливості більш-менш вільної зміни планувальних рішень квартир житлового будинку.

Наданий момент будинки перших індустріальних серій зазнали значного фізичного зносу. За період експлуатації був накопичений не тільки фізичний, а й моральний знос. Перш за все, ці будинки перестали задовольняти сучасним вимогам щодо теплозахисту і якості планування розташованих в будівлях квартир. Морально застаріле інженерне обладнання, архітектура будинків і сформована з них забудова - одноманітна і невиразна. Подальша експлуатація будинків доцільна при вирішенні проблеми їх реконструкції.

ВАТ Київпроект у свій час були розроблені пілотні проекти реконструкції п'яти житлових комплексів [13]. Всупереч побажанням проектувальників та економічній доцільності ці п'ять об'єктів були розосереджені по п'яти адміністративних районах Києва, що знизило їх економічну привабливість. Надходження прибутку передбачалось при комплексній реконструкції території, площа якої становила би не менш ніж 2,4 га і полягала би в ущільненні площі забудови з метою будівництва сучасного житла для тимчасового відселення на час реконструкції житлового комплексу. Така організація поступової реконструкції комплексу отримала назву «хвильового метода».

З п'яти пілотних проектів реально планувалась їх реалізація тільки на одному з п'яти комплексів в Києві на вулиці Туполева, 20-Г. Для відселення мешканців будинку був виділений неподалеку майданчик та зведений сучасний 18-ти поверховий житловий будинок. Однак, комерційна зацікавленість забудовника виявилася вищою ніж Програма реконструкції і квартири були розпродані на загальних підставах.



Попри першу невдачу, слід сподіватися, що за інших соціальних і економічних умов на засадах «Проявів, що підтримують життя» такий метод знайде застосування і дозволить зберегти і покращити мікрорайонну та квартальну забудову житловими будинками перших масових серій.

Широкомасштабна програма забезпечення населення індивідуальним житлом відкрила в цей час у колишньому Радянському Союзі новий етап розвитку міст. Його реалізація проявилась у численних архітектурно містобудівних та інженерно технологічних інноваціях, спонукала будівельну індустрію до формування нової проектної типології, викликала глибинні зміни у соціальній організації життя громадян.

Наразі предметом особливої уваги стали будинки, зведені в 50-60 р.р. минулого сторіччя за першими типовими проектами. Їх реконструкції, модернізації та капітальному ремонту була присвячена спеціальна державна «Програма реконструкції житлових будинків перших масових серій» [8]. Конструктивні особливості великопанельних будинків дозволяють здійснити їх реконструкцію з обмеженням за розмірами і в часі втручанням в побут мешканців. Така реконструкція передбачає тільки зміну вертикальних розмірів будинку.

Реконструкція і модернізація житлових будинків перших масових серій Києва дозволяє зберегти і відновити будинки, які складають 9,24% всього міського житлового фонду. Однорідність їх планувальних і конструктивних рішень дозволяють здійснити масштабне впровадження типізованих конструктивних і технологічних рішень, відпрацьованих на пілотних об'єктах реконструкції, повторно використовувати перевірені практикою проекти.

Нижче наводяться головні конструктивні характеристики п'ятиповерхових великопанельних будинків серій 1-464 та 1-480.

Серія 1-464. Великопанельні 4-5 - поверхові будинки, розроблені інститутом КиївЗНДІЕП на засаді експериментального проекту інститута «Гипростройиндустрия» і є найбільш поширеним типом повнозбірного будинку першого покоління на території України.

Найбільш розповсюджені 5-поверхові 4-секційні 80-квартирні будинки. Конструктивна система будинку полягає в сполученні всіх зовнішніх і внутрішніх поздовжніх і поперечних стін як тримальних. Окрім тримальних функцій всі стіни – зовнішні і внутрішні виконують огорожувальні функції і визначають планувальні рішення квартир.

Стіни застосовувались двох типів – тришарові (два крайніх шари з важкого бетону і середній з ефективного утеплювача) та одношарові завтовшки 120 мм з легкого бетону. Плити перекриттів є суцільними залізобетонними пластинами, що спираються по контуру на систему стін.

Балкони розміщені в кімнатах завширшки 3,2 м. Плити балконів консольні, завтовшки 100 мм, завширшки 900 мм і завдовжки – 3,2 мм. Застосовувались два типи кріплення плити балконів – тяжами, що проходять через стик панелей зовнішніх стін, і пластинами, які зварюють закладні деталі в плитах балкону і перекриття.

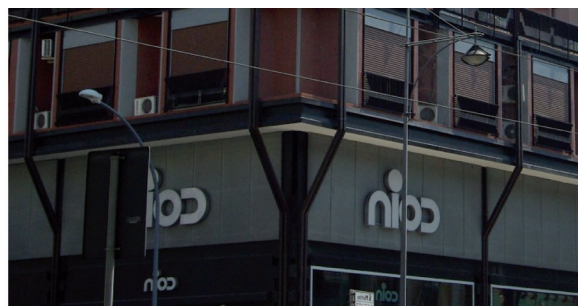
Серія 1-480 розроблена інститутом КиївЗНДІЕП. Як і в серії 1-464, конструктивна система будинку полягає в сполученні всіх зовнішніх і внутрішніх поздовжніх і поперечних стін як тримальних. Всі стіни виконують також і огорожувальні функції і визначають планувальні рішення квартир. Крок поперечних стін становить 3,2 м та 2, 6 м.

Стіни будинків цієї серії виготовлялись з легкого бетону і мали розміри «на кімнату». Перекриття будинків виконувались з шатрових плит. Для організації балконів застосовувались шатрові плити з консольним випуском з зовнішнього боку.

При переплануванні будинків цих серій



а)



б)

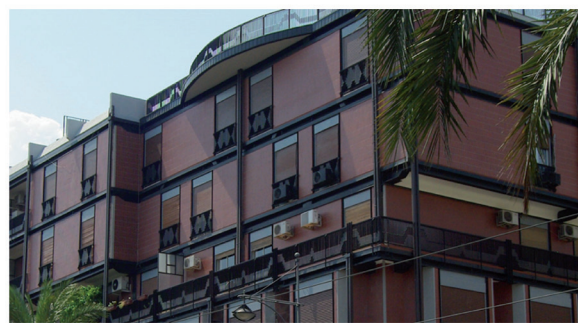


Рисунок 1 – Реконструкція будинку на вулиці м. Мессіна (фото авторів); а – загальний вид; б – фрагменти



виникає необхідність у влаштуванні нових або розширенні існуючих прорізів у поперечних стінах. В окремих випадках це можливо за умови підтвердження цього розрахунками. При цьому слід зазначити, що такі зміни в цілісності тримальних стін змінюють конструктивну систему будинку в цілому, що має бути перевірене відповідними просторовими розрахунками.

При модернізації великопанельних повнозбірних будинків плити перекриттів неможливо демонтувати. При надбудові будинку плити перекриттів частково можливо демонтувати. Можливе і влаштування прорізів в суцільних плитах перекриттів будинків серії 1 - 464 (при великих прорізах з підсиленням плити). Прорізів в шатрових плитах перекриттів будинків серії 1 - 480 слід уникати.

Необхідно звертати увагу на наявність змін у влаштуванні балконів. В пізніший період будівництва будинків серії 1 - 464 балконна плита робилась як окремий консольний елемент, який анкерився до плити перекриття зварюванням відповідних закладних деталей.

Зважаючи на економічні і демографічні фактори, на відсутність вільних і придатних для забудови територій в сучасних містах головною метою модернізації житлових будинків перших масових серій стало збільшення житлової площі як в цілому, так і в окремих її складових – квартирах, кімнатах, кухнях, санітарно гігієнічних приміщеннях. Ця мета може бути досягнута тільки в разі збільшення розмірів будинку в горизонтальних і у вертикальному вимірах. Тобто, прибудовою і надбудовою будинку.

Зазначимо, що такі проблеми і їх реалізація спостерігаються і на теренах європейських країн. При цьому, реконструкція мало поверхових будинків відбувається не тільки в окраїнних районах, а і в середмісті.

Нижче на рис.1 наведені фотографії реконструкції будинку на одній з головних вулиць міста Мессіна (Італія, о. Сицилія).

На фасадах будинку можна побачити сталеві елементи зовнішнього каркасу. Вочевидь, що перші два поверхи, на яких розміщений торговельний заклад, не набули змін в розмірах. Сталеві колони, розташовані вздовж фасаду впритул до стіни кроком приблизно 6 м.

В перебігу вивчення конструктивних можливостей малоповерхових будинків, зокрема п'ятиповерхових

великопанельних будинків серій 1- 464 та 1-480, були запропоновані принципові схеми реконструкції [5, 6].

На рисунку 2 наведені три схеми такої реконструкції.

Реконструкція за схемами на рис.2 може передбачати створення останнього поверху у вигляді мансарди. Разом з тим, слід уважно ставитися до збільшення напруг в конструкціях будинку в нижніх поверхах. Спостерігались прикрі помилки при надбудовах мансард, які доводилось усувати неординарними методами [13].

При влаштуванні мансард і надбудов поверхів головні конструктивні рішення тримальних конструкцій повинні забезпечувати припустимий рівень збільшення навантажень на існуючі тримальні конструкції і основу. При цьому необхідно забезпечувати розподіл напруг в зоні примикання надбудови до існуючої частини будинку використовуючи монолітні диски перекриттів, монолітні залізобетонні пояси по контурах тримальних стін. Зниженню рівня перевантаження сприяють застосування легких конструкцій і матеріалів.

Певною проблемою надбудов є наявність в перекриттях останнього поверху будинків плит зі зниженим рівнем тримальної здатності [9]. Підсиленню такі плити в серіях, що розглядаються в статті, не підлягають внаслідок необхідності збереження площинного вигляду стелі кімнат. Виходом є влаштування подвійного роздільного перекриття за умови економічного обґрунтування такого рішення.

Власне такий тип надбудови і застосований в системі «Фламінго». Конструктивна система, забезпечує надбудову п'яти поверхів і може бути застосована в якості вертикальних «акцентів» нової квартальної забудови. Головне технічне рішення системи полягає у створенні з певним кроком П-подібних тримальних рам на власних фундаментах, на яких (рамах) базуються поверхи, що надбудовуються. Ригелі рам стають основою простіра, який використовується як технічний поверх.

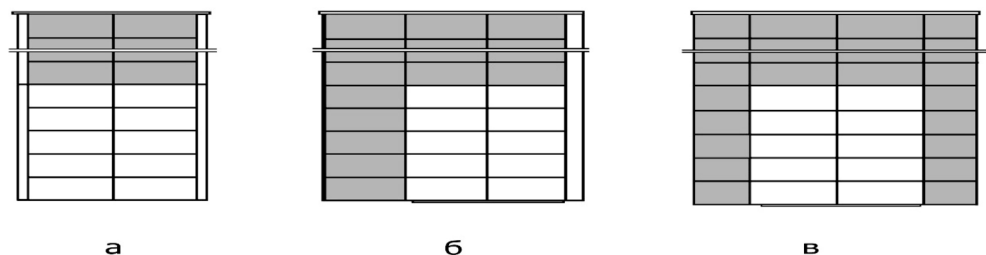


Рисунок 2 – Влаштування надбудов та прибудов як окремих тримальних об'ємів на окремих фундаментах: а – надбудова трьох і більше поверхів; б – одностороння прибудова з надбудовою двох і більше поверхів; в – теж саме з двосторонньою прибудовою

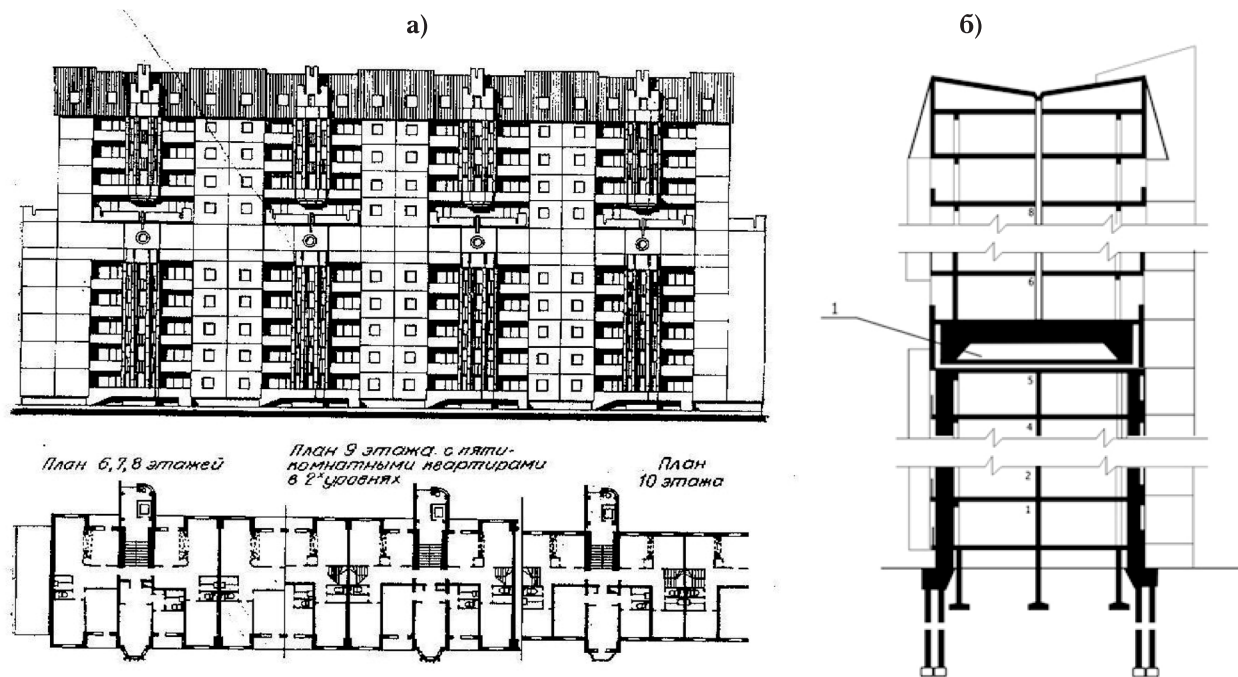


Рисунок 3 – Конструктивна система «Фламінго»: реконструкції будинку серії 1-480: а – фасад та плани надбудованих поверхів [9,12] б – принципова конструктивна схема реконструкції [9]; 1 – технічний поверх

Система «Фламінго» забезпечує спільну роботу існуючого будинку і тримальних рам заввишки в п'ять поверхів, на якій базується надбудова. Фундаменти рам при цьому влаштовуються з паль та монолітних ростверків під пілони. Не зважаючи на глибоке закладення паль сумісна робота двох основ – під фундаментами будівлі, що існує половину століття та під новою частиною будинку, буде пов'язана з нерівномірними осадками і зсувам стиків старої та нової частин реконструйованої будівлі. Для запобігання цим небажаним явищам найбільш доцільним має стати комплексне рішення конструкцій і методів виконання робіт з урахуванням розвинення переміщень в часі. Нижче на рис. 3 показані фасад, плани та принципова схема «Фламінго» конкурсного проекту реконструкції будинку серії 1-480 [11].

Аналіз конструктивних систем п'ятиповерхових будинків дозволяє стверджувати, що найбільш придатними для реконструкції є будинки серії 1-480. Серія була запроєктована з урахуванням необхідності усунення недоліків попередніх серій (зокрема серії 1-464). Ця серія справедливо вважається однією з найвдаліших серед перших масових серій великопанельних будинків.

Конструктивна система цієї серії з трьома поздовжніми тримальними стінами має вдалу основу для модернізації планувань, переміщення внутрішніх перегородок, створення додаткових прорізів для дверей (що з «успіхом» самостійно здійснюють власники квартир), надбудови у два – п'ять поверхів та прибудови додатко-

вих виступаючих об'ємів – лоджій на засаді існуючих балконів, шахт ліфтів на самостійних фундаментах. Будинки серії 1-480 дозволяють реконструкцію забудови «до гори», тим самим зберігаючи внутриквартальний простір. Разом з тим, масовій забудові 50-60 р.р. притаманні ознаки суттєвого зношування спільних частин будинків. Тож реконструкція – це проблема управління колективною власністю.

Реконструкція п'яти поверхових житлових будинків перших серій окрім конструктивних завдань породжує низку організаційних і містобудівних проблем. Вимоги девелоперського бізнесу нав'язали думку, а подекуди, і намагання нормативно оформити її, що головною причиною цих проблем є створення у свій час і довготривале існування кварталів та мікрорайонів. Стверджується на засаді порівняння з іноземною практикою, що неефективно використовується міська земля, що всередині кварталний простір не відповідає «сучасним вимогам».

На думку авторів, ці вимоги виникають за принципом, викладеним в одній з частин (далі – курсив мовою оригіналу): «Инструкция для читателя научных статей» книги [16]: «...На этот счет существует единоедушное мнение...». Слід читати: «Я знаю еще двух ребят, которые придерживаются того же мнения».

Дійсність сучасних вимог, щодо реконструкції мікрорайонів п'ятиповерхової забудови, має полягати в помірному збільшенні кількості поверхів будинків, без збільшення їх розмірів у плані. Це



дозволить зберегти суттєву частину всередині квартальної забудови – «зелених легенів» міста. Надбудова додаткових п'яти поверхів має застосовуватися для створення вертикальних акцентів кварталів. Акцентами мікрорайонів повинні стати нові будівлі громадського призначення («фокуси» - за термінологією харківських архітекторів 20 - 30 років минулого століття [3]). Такі архітектурно містобудівні рішення в комплексі відповідатимуть концепції сталого розвитку, а саме – забезпеченню існуванню відповідального здорового суспільства, застосуванню ефективних інновацій, функціонуванню справедливої зеленої економіки та екологічної рівноваги процесів реконструкції міста.

ВИСНОВКИ

1. Житловий фонд міста з початку 50-х років минулого століття наразі знаходиться в стадії життєвого циклу, який вимагає проведення великомасштабних ремонтно-реконструюючих заходів.
2. Особливу частину складає житловий фонд п'ятиповерхових великопанельних будинків перших масових серій 50-60-х років минулого сторіччя. В більшості таких будинків фізична зношеність поєднується з несумісністю з сучасними вимогами до комфортності проживання, енергозбереження, а також з естетичними критеріями архітектурного середовища сучасного міста.
3. Необхідне надання високої інвестиційної привабливості проектам архітектурно містобудівних рішень, які могли б забезпечити реалізацію реконструкції будинків перших масових серій за умови поєднання бюджетного та небюджетного фінансування.
4. Збереження мікрорайонів (кварталів) в перебігу реконструкції без забудови всередині квартального простору, як зон озеленення та комунікацій, можливе при збільшенні поверховості існуючих п'яти поверхових будинків в поєднанні з незначним збільшенням їх горизонтальних розмірів – прибудова шахт ліфтів, застосування сталевих тримальних конструкцій в вертикальних елементах перших поверхів.
5. Реконструкція мікрорайонів (кварталів) на засаді збереження планувальних і соціальних характеристик цих елементів міст слід вважати процесом «сталого розвитку» в його первісному сенсі, а саме - «забезпечення потреб сучасності не повинне підривати можливості наступних поколінь задовольняти свої власні потреби».

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Гро Харлем Брундланд «Наше общее будущее» (доклад): Постановление международной комиссии ООН по окружающей среде и развитию. ООН, Генеральная ассамблея, 42 сессия, п.83 повестки дня. 1987. URL:<http://www.un.org / ru / ga / pdf / brundtland.pdf>
2. 66/288. Будущее, которого мы хотим: Резолюция, принятая Генеральной Ассамблеей 27 июля 2012 года. ООН 66 сессия, п.19 повестки дня. С.68.
3. Абрамов Е., Авдея М., Бубнов Ю. Что такое Устойчивое развитие. Разные взгляды и подходы 1. URL: https://www.icsgroup.ru/library/publications/Sustainable_development/
4. Рош Д., Пирогова Д., Белокопитов Н., Попик М. Голоси жителів у розмові про реконструкцію мікрорайону. Кейс-стаді житлового масиву Нивки у Києві. CANactions Magazine. Mikrorayons. №1. С.194 – 213.
5. Федорів П. Мікрорайони та макропроблеми. CANactions Magazine. Mikrorayons. №1. С.186 – 193.
6. Буряк О. П., Вигдорович О. В., Гаевой Ю. О., Головченко А. О. Інноваційні підходи у період масової індустріальної забудови (на прикладі житлових масивів Харькова. Інноваційні технології в архітектурі і дизайні: тези доповідей IV міжнародної науково-практичної конференції, 21-22 травня 2020 р. Харків, ХНУБА. С.76-80.
7. Дамаскин Б. С., Меньяло В. А., Миин В. Н., Агеева Г. Н. Опыт института «НИИпроект-реконструкция» в проектировании реконструкции пятиэтажных жилых зданий первых массовых серий (обзорная информация). Гос. науч.-исслед. и проект.-изыскат. ин-т «НИИпроектреконструкция». Деп. в ГНТБ Украины 11.10.99, №257-Ук99, Киев, 1998. 29 с.
8. Рекомендації з вибору прогресивних архітектурно-технічних рішень для реконструкції житлових будинків різних конструктивних систем. Державний комітет будівництва архітектури та житлової політики України (Держбуд України), Державний науково-дослідний та проектно-вишукувальний ін-т "НДІпроектреконструкція". К.: Нора-прінт, 2001. 262 с.
9. Онищук Г.І., Агеева Г.М., Куценко В.М. Розроблення типових технічних рішень реконструкції плоских покриттів житлових будинків серії 1-464 та 1-480. Комунальне господарство міст. 2013. Вип.107. С.93-102.
10. Тукалевський І.Н., Дубінко П.Я., Пруд-



ко Є.Н. Реконструкція 5-поверхового будинку з надбудовою п'яти поверхів. Конкурсний проект «Фламінго», 1-а премія. Держ. наук. -дослід. та проект.-вишук. ін-т «НДІпроектреконструкція». К. 1987.

11. Онищук Г.І., Марочко В.Г., Максимова Л.М. Проблеми комплексної реконструкції кварталів (мікрорайонів) застарілого житлового фонду. Реконструкція житла. 2005. Вип. 6. С. 4-9. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/recj_2005_6_3
12. Кафиев К. П. Опыт проектирования реконструкции объектов в г. Киеве. Реконструкция житла. 2003. С.89-91. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/recj_2003_2003_22
13. «Програма реконструкції житлових будинків перших масових серій»: Постанова Кабінету Міністрів України від 14 травня 1999 р. N 820а.
14. Кривельов Л.І. Надбудова мансардного поверху (уроки однієї помилки). Реконструкція житла. 2005. Вип.6. С.179-190. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/recj_2005_6_20
15. Сикачев А.В. Может ли «пятиэтажка» стать удобной и красивой? Модернизация пятиэтажных жилых домов: Сб. статей. М.: Знание, 1988. С.11-33.
16. Физики шутят. Сборник переводов/ под общ. ред. докт. физ.-мат. наук В. Турчина. М.: «Мир», 1966. С.63.

REFERENCES

1. Our Common Future: World Commission on Environment and Development. (1987). Official Records of the General Assembly, Forty-Second Session, Supplement No, 25 (A/42/25).
2. The Future We Want: Resolution adopted by the General Assembly on 27 July 2012, Sixty-Sixth Session, Agenda Item 19 (A/RES/66/288).
3. Abramov, E., Avdeia, M., & Bubnov, Yu. What is the Sustainable Development. Various attitudes and views. Retrieved from: https://www.icsgroup.ru/library/publications/Sustainable_development/
4. Rosh, D., Pyrohova, D., Bielokopytov, N., & Popik, M. (2020). Voices of inhabitants in discussion on the neighborhood reconstruction. Case-study of the Nyvky residential district in Kyiv. CANactions Magazine. Mikrorayons, 1, 194 – 213.
5. Fedoriv, P. (2020). Mikrorayons and macroproblems. CANactions Magazine. Mikrorayons, 1, 186 – 193.
6. Buriak, O.P., Vohdoroych, O.V., Haievoi, Yu.O., & Holovchenko, A.O. (2020). Innovative approaches in the period of mass industrial development (on the example of residential areas of Kharkiv. The IV International Scientific and Practical Conference: Innovative technologies in architecture and design, 21-22 May 2020. Kharkiv: KNUCA.
7. Damaskin, B.S., Menailo, V.A., Miin, V.N., & Aheeva, H.N. (1999). Experience of the NIIproektrekonstruktsiia institute in designing the reconstruction of five-storey residential buildings of the first mass series (review information). Deposited scientific papers (GNTB), 2, №257-Ук99. Kyiv: NIIproektrekonstruktsiia Institute.
8. Menailo, V.A. et al. (2001). Recommendations for the selection of advanced architectural and technical solutions for the reconstruction of residential buildings of various structural systems. Kyiv: Nora-print.
9. Onyshchuk, H.I., Ageeva, H.M., & Kutsenko, V.M. (2013). Development of standard technical solutions for the reconstruction of flat coverings for residential buildings of 1-464 and 1-480 series. Municipal economy of cities, 107, 93-102.
10. Tukalevskiy, I.N., Dubinko, P.Ya., & Priadko, E.N. (1987). Reconstruction of a five-storey building with a five-floors superstructure (Flamingo Competitive Project). Kyiv: NIIproektrekonstruktsiia Institute.
11. Onyshchuk, H.I., Marochko, V.H., & Maksymova, L.M. (2005). Problems of complex reconstruction of obsolete housing stock quarters (neighborhoods). Rekonstruktsia zhytla, 6, 4-9. Retrieved from http://nbuv.gov.ua/UJRN/recj_2005_6_3
12. Kafiev, K.P. (2003). Experience in designing the reconstruction of facilities in Kiev. Rekonstruktsia zhytla, 89-91. Retrieved from http://nbuv.gov.ua/UJRN/recj_2003_2003_22
13. Reconstruction program of residential buildings of the first mass series: Resolution of the Cabinet of Ministers of Ukraine, N 820a (1999).
14. Kriveliov, L.I. (2005). Attic superstructure (lessons of one mistake). Rekonstruktsia zhytla, 6, 179-190. Retrieved from http://nbuv.gov.ua/UJRN/recj_2005_6_20
15. Sikachev, A.V. (1988). Can a "five-storey building" become comfortable and beautiful? Collection of papers "Modernization of five-storey residential buildings". Moscow: Znanie, 11-33.
16. Konobeev, Yu., Pavlinchuk, V., Rabotnov, V., & Turchyn, V. (Compilers-translators), Turchyn, V. (Ed.). (1966). Physicists are joking (Pataphysics). Collection of translations. Moscow: Mir.

Стаття надійшла до редакції 17.09.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.6>

УДК 624.016:624.042.7:550.34



ЖАРКО Л.О.

Канд. техн. наук, доц.,
завідувач відділу, Державного
підприємства «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: zharko@ndibk.gov.ua,
тел.: + 38 (066) 722-70-57,
ORCID: 0000-0002-5966-1060



ОВЧАР В.П.

Канд. техн. наук, провідний нау-
ковий співробітник, Державного
підприємства «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій», м.
Київ, Україна,
e-mail: vovchar@i.ua,
тел.: + 38 (067) 784-52-95,
ORCID: 0000-0002-3896-2729



БЕЛОКОНЬ А.М.

Інженер I-ї кат. Державного
підприємства «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна
e-mail: a.belokon1407@gmail.com
тел.: + 38 (097) 355-14-07,
ORCID: 0000-0003-1840-2107



ТАРАСЮК В.Г.

Канд. технічних наук,
с.н.с., завідувач відділення
Державного підприємства
«Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: v.tarasyuk@ndibk.gov.ua
тел.: +38 (050) 387-97-12
ORCID: 0000-0002-3844-1376

ВИПРОБУВАННЯ ФРАГМЕНТУ ВЕНТИЛЬОВАНОЇ УТЕПЛЕНОЇ ФАСАДНОЇ СИСТЕМИ З АЛЮМІНІЄВИМ КАРКАСОМ І ОПОРЯДЖЕННЯМ ПЛИТАМИ ПРИРОДНОГО КАМЕНЮ

АНОТАЦІЯ

Розглянуто результати експериментальних досліджень роботи енергозберігаючої фасадної вентиляційної системи Hilti з прихованим кріпленням плит опорядження природного каменю на каркасі з алюмінієвих елементів за допомогою аграфів. Зразок фрагмента фасадної системи розмірами 4×2 м випробували на стенді в горизонтальному положенні на комплексну дію власної ваги, обледеніння та вітру від розрахункових навантажень експлуатаційних і граничних, позитивних і негативних, в рядовій і кутовій зонах будівлі. Наведені розрахунки навантажень, випробувальне обладнання, схеми випробувань

та схеми розміщення вимірювальних приладів. Визначено фізико-механічні характеристики природного каменю плит опорядження. Опорядження випробуваного зразка складала 4 плити розмірами 2035×890×30 мм, масою по 122,5 кг. Визначено величини деформацій опорядження та представлено їх вичерпний аналіз. Руйнівне навантаження в площині плит становило 46,6 кН, що відповідає висоті будівлі 27 м. Характер руйнування зразка – деформація аграфів із вертикальним переміщенням та з розривом з'єднання направляючого аграфного профілю з несучим. Хімічні анкери плит опорядження витримали без пошкод-



ження на вилив вітрове від'ємне навантаження 0,652 кН та на зріз вертикальне навантаження 1,664 кН. Випробуваннями зразка фрагменту фасадної системи встановлено, що система витримала всі передбачені види навантажень експлуатаційних і граничних від власної ваги, двостороннього зледеніння облицювання, вітрового навантаження позитивного і негативного на рядових і кутових ділянках. Під час проектування, монтажу та експлуатації цієї фасадної системи слід враховувати її вразливість: масивність опорядження, надійність з'єднань несучих і аграфних профілів каркасу та самих аграфів, можливість конструктивного забезпечення від зледеніння горизонтальних проміжків між плитами на рівні поверхів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: випробування навантаженням, фасадна вентиляційна система, алюмінієвий каркас, аграфи, дія власної ваги і двостороннього обледеніння, вітрові навантаження, переміщення, фізико-механічні характеристики природного каменю, руйнівне навантаження, характер руйнування.

TESTING OF THE PART OF A VENTILATED INSULATED FACADE SYSTEM WITH AN ALUMINUM FRAME AND NATURAL STONE FINISHING SLABS

ABSTRACT

The results considered are the experimental research of behavior of the Hilti energy-saving ventilated facade system with the hidden clips fastening of natural stone finishing slabs on an aluminum elements framework. The sample of the facade system part with dimensions of 4×2 m was tested on a stand in a horizontal position for the complex action of its dead weight, icing and wind due to the operational and boundary, positive and negative design loads, in ordinary and corner areas of the building. The load calculations, test equipment, test schemes and measuring instruments layouts were specified. The physical and mechanical characteristics of finishing slabs natural stone were determined. The finishing of the tested sample consisted of 4 plates with dimensions of $2035 \times 890 \times 30$ mm and weight of 122.5 kg. The values of finishing deformations were determined, and their exhaustive analysis was presented. The destructive load in the slabs plane was 46.6 kN and corresponded to the building height of 27 m. The sample destruction was characterized by the deformations of clips with the vertical movement and connection failure of the guiding and supporting clips profiles. The finishing slabs chemical anchors withstood the negative wind pullout load of 0.652 kN and the vertical shear load of 1.664 kN without any damage. The tests of the sample of facade system part showed that the system withstood all designed types of operational and boundary loads from its dead weight, finishing bilateral icing, as well as positive and

negative wind loads in ordinary and corner areas. During the design, installation, and operation of this facade system its vulnerabilities should be taken into account including the finishing massiveness, reliability of connections between the supporting and clip frame profiles as well as clips themselves, the possibility of structural protection against icing of horizontal gaps between the floor slabs.

KEYWORDS: load test, ventilated facade system, aluminum frame, clips, the dead weight and bilateral icing action, wind loads, displacement, physical and mechanical characteristics of natural stone, destructive load, nature of destruction.

МЕТА РОБОТИ

В сучасному будівництві важливе значення надається енергозберігаючим технологіям. Одна з них - застосування вентиляційних утеплених фасадних систем з алюмінієвим каркасом та кріплення до нього за допомогою аграфів плит опорядження з природного каменю.

Випробування зразка фрагменту фасадної системи з опорядженням природним каменем (далі - зразка) були виконані з метою перевірки його жорсткості та несучої здатності щодо вітрового навантаження, навантаження від власної ваги та від двобічного зледеніння опоряджувального шару у відділі досліджень конструкцій будівель та споруд Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій».

ВИХІДНІ ДАНІ

Зразок утворено каркасом алюмінієвих профілів з чотирьох несучих вертикальних профілів, які за допомогою кронштейнів закріплені на стіні хімічними анкерами, та вісьмома направляючими (аграфними) горизонтальними профілями. Між собою та з кронштейнами профілі поєднані клепою. На направляючих профілях за допомогою аграфів, які закріплені на стіні хімічними анкерами (чотирьох верхніх і трьох нижніх), навішено чотири облицювальні плити з природного каменю.

Розміри плити з природного каменю становлять $2035 \times 890 \times 30$ мм. Розміри зразка відповідають габаритам чотирьох плит - 4076×1966 мм.

Схема вентиляційної утепленої фасадної системи з прихованим кріпленням плит на каркасі із алюмінієвих елементів за допомогою аграфів зображено на рис. 1. Конструктивне рішення системи таке [1]:

- каркас фасадної підсистеми складається з алюмінієвих профілів - вертикальних несучих (2) та горизонтальних аграфних (3);
- аграфи (1), (6) і (8) кріпляться до плит НРЛ з тильного боку за допомогою хімічних анкерів з підрізуванням (7);
- регулювання плит по висоті здійснюється гвинтами (5), встановленими в аграфи (1) і



(6), після чого проводиться фіксація плит саморізом, отвір для якого підготовлено в аграфах (1);

- аграфний профіль (3) закріплюється на несучому профілі підсистеми (2) за допомогою алюмінієвих заклепок або нержавіючих саморізів.

Схема встановлення верхнього і нижнього аграфів на плитах опорядження з натурального каменю наведена на рис. 2.

Вигляд каркасу зразка із алюмінієвих профілів перед випробуваннями показано на рис. 3.

ВИПРОБУВАННЯ ЗРАЗКА ФРАГМЕНТУ ФАСАДУ

Зразок було змонтовано на залізобетонній стіновій панелі з комплектуючих і по технології ТОВ «МІСТОБУДГРУП». Його випробували в горизонтальному положенні і навантажували горизонтальним та вертикальним навантаженнями.

Горизонтальне навантаження в площині плит опорядження відповідає навантаженню від власної ваги та зледеніння плит. Це постійне рівномірно розподілене навантаження прикладали до верхньої кромки (у проектному положенні) плит через розподільчу систему з гумовими прокладками та домкрати, що були закріплені на випробувальному стенді.

Горизонтальне навантаження прикладали до руйнування зразка.

Вертикальне змінне навантаження до і від площини плит опорядження, що імітує вітрове навантаження, прикладали через розподільчу систему з гумовими прокладками рівномірно по площині плит опорядження через домкрати між стіною і плитами.

Схему навантаження фасадної системи у проектному положенні та її поворот ліворуч в горизонтальне положення для випробовування наведено на рис. 4, схему випробування зразка фрагменту фасадної системи в горизонтальному положенні на випробувальному стенді показано на рис. 5. Схему розташування вимірювальних приладів наведено на рис. 6.

ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ

Навантаження розраховано для зразка площею 8,013 м² у проектному положенні та під час випробовування в горизонтальному положенні.

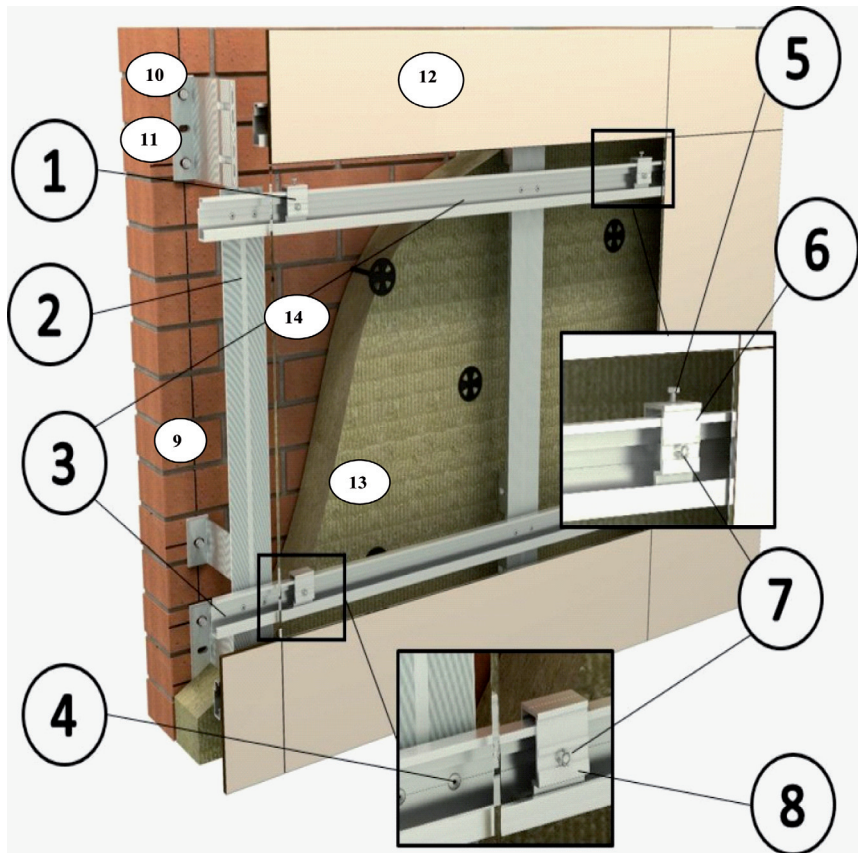


Рисунок 1 – Схема вентильованої утепленої фасадної системи Hilti з прихованим кріпленням плит опорядження на каркасі з алюмінієвих елементів за допомогою аграфів [1]. 1, 6, 8 – аграфи; 2 – вертикальні несучі алюмінієві профілі; 3 – горизонтальні аграфні алюмінієві профілі; 4 – заклепка; 5 – гвинти регулювання по висоті; 7 – хімічний анкер з підрізуванням; 9 – стіна; 10 – кронштейн; 11 – хімічний анкер; 12 – плита опорядження з натурального каменю; 13 – плита утеплювача мінераловатна; 14 – анкер кріплення утеплювача

Визначення навантаження на навісну фасадну систему представлено в табл. 1.

За розрахунками табл. 1 навантаження зразка в проектному положенні та в під час випробувань наочно представлені на рис. 7.

Постійне рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плит опорядження, відповідно експлуатаційне, граничне та граничне від зледеніння, було застосовано горизонтально до верхньої грані плит опорядження (в проектному положенні) у відповідних позиціях випробування.

Значна вага опорядження призвела до того, що усі навантаження у площині перпендикулярній до стіни перевищували дію вітру. Тому, змінне та епізодичне рівномірно розподілене вітрове навантаження (позитивне і негативне), відповідно експлуатаційне, граничне та граничне від зледеніння, з урахуванням дії власної ваги опорядження та зледеніння прикладали вертикально до внутрішньої поверхні плит опорядження.

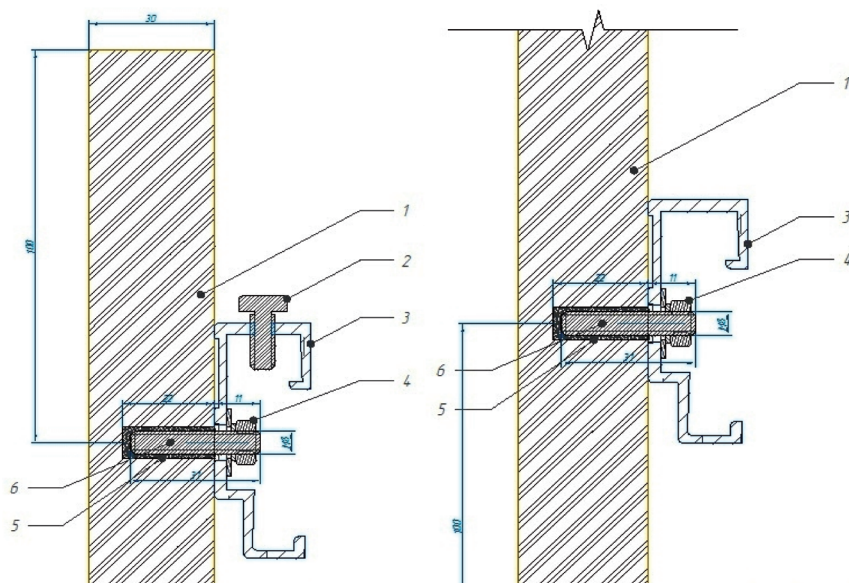


Рисунок 2 – Схема встановлення верхнього (а) і нижнього (б) аграфів на плитах опорядження з натурального каменю. 1 – камінь LigStone товщиною 30 мм; 2 – болт регулювання M6×20; 3 – аграф Hilti; 4 – гайка - шайба - шайба пружна M8 A2; 5 – хімічний анкер Hilti Hit Hy 170; 6 – стрижень M8 A2



Рисунок 3 – Загальний вигляд каркасу зразка із алюмінієвих профілів

Випробування виконувалися такими ступенями (табл. 1):

- Експлуатаційні навантаження: 1.1; 2.1.1; 2.1.2; 2.2.1; 2.2.2; розвантаження до компенсації власної ваги (-6,411 кН).
- Граничні навантаження: 1.2; 2.1.3; 2.1.4; 2.2.3; 2.2.4; розвантаження до компенсації власної ваги (-7,052 кН).
- Граничні навантаження при зледенінні: 3.1; 3.2.1.1; 3.2.1.2; 3.2.2.1; 3.2.2.2; розвантаження до компенсації власної ваги (-10,105 кН); навантаження до руйнування.

ВИМІРЮВАННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ЗРАЗКІВ

Для вимірювання деформацій було застосовано прогиніметри 6ПАО та індикатори годинникового типу ИЧ-10 з ціною поділки 0,01мм (рис. 5).

Після кожної ступені навантаження виконувався огляд поверхні зразка (каркасу, аграфів та плит) в зоні випробувань з фіксуванням у журналі випробувань результатів вимірювання деформацій, пошкоджень, що з'явилися, та їх фото фіксацію. Деформації (переміщення) вимірювали відносно нерухомої стіни (силової підлоги) після прикладання кожної частки навантаження:

- вертикальні переміщення крайових і середніх точок по площині плит опорядження – 20 точок (табл. 2);
- горизонтальне переміщення крайових точок нижнього торця плит опорядження (у проектному положенні) – 3 точки (табл. 3).

Вигляд зразка на випробувальному стенді з улаштуванням навантажувального обладнання і вимірювальних приладів показано на рис 8, а після руйнування деформуванням правого верхнього аграфа нижньої плити з вертикальним переміщенням горизонтального профілю – на рис. 9.

Руйнування зразка відбулося після прикладання навантаження в площині опорядження величиною 46,6 кН (4750 кгс), характер руйнування зразка – деформування аграфів із вертикальним переміщенням та з розривом з'єднання направляючого аграфного профілю від несучого (див. рис. 9).

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ВИПРОБОВУВАННЯ

За результатами випробувань характеристик природного каменю плити їх середні показники становили: густина 2255 кг/м³; міцність на стиск 77,70 МПа; міцність на осьовий розтяг 5,15 МПа; міцність на згин 12,60 МПа; міцність на зріз 13,14 МПа; модуль пружності при статичному навантаженні 46,2 ГПа (46200000 кН/м²).

При визначеній середній густині каменю і розмірах плити її маса становить 122,5 кг, чотирьох плит зразка 490 кг, з урахуванням обледеніння 702,5 кг. Тобто руйнування зразка відбулося за

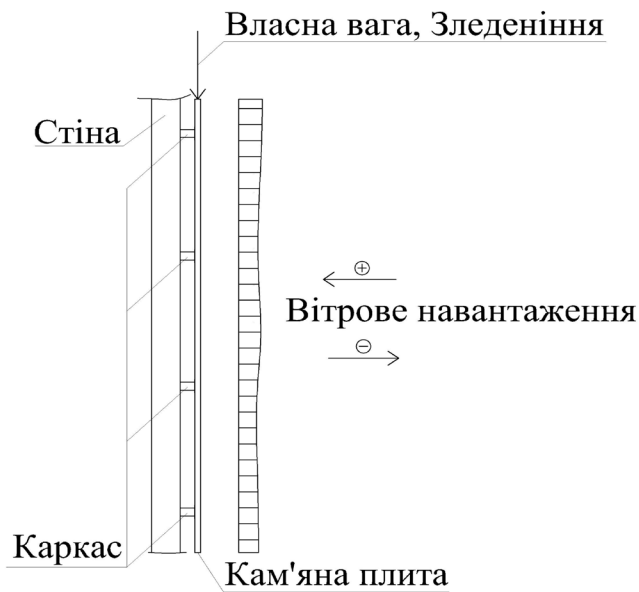


Рисунок 4 – Схема навантаження фасадної системи у проектному положенні та її поворот ліворуч в горизонтальне положення для випробовування

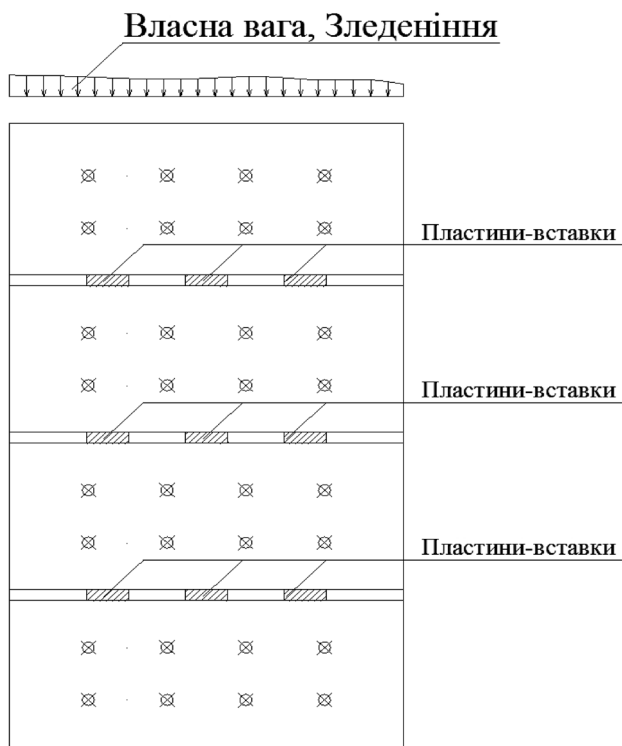


Рисунок 5 – Схема навантаження зразка фрагменту фасадної системи:

- – пластини-вставки призначені для передавання навантаження між плитами опорядження;
- × – місця прикладання вітрового навантаження

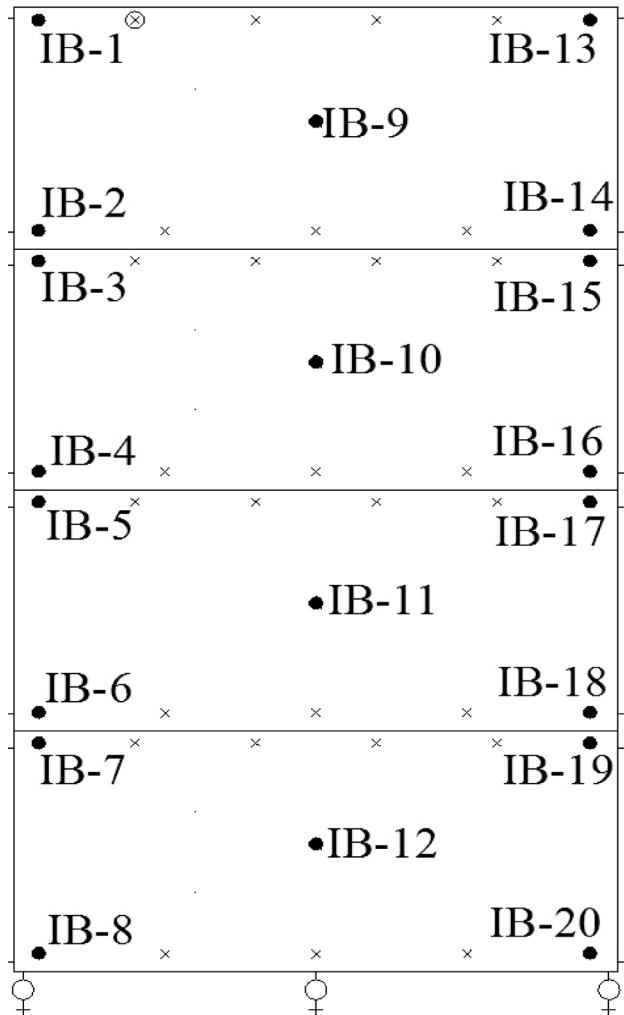


Рисунок 6 – Схема розташування вимірних приладів

- × – аграфи;
- ♀ – переміщення горизонтальні;
- – переміщення вертикальні бовування

дії власної ваги і обледеніння, що перевищила довжину зразка у $4750 / 702,5 = 6,76$ раз, що відповідає висоті стіни $4 \cdot 6,76 = 27$ м.

При найбільшому граничному негативному вітровому навантаженні кутової зони $q = 2,0$ кН/м² в окремій плиті розмірами $2,035 \times 0,890 \times 0,03$ м (b×a×h) максимально можлива деформація прогину становить:

$$f = a q a^4 / E h^3,$$

де $a = 0,11727$, для $b/a = 2,035/0,890 = 2,29$,
або

$$f = 0,11727 \cdot 2,0 \cdot 0,894 / 46200000 \cdot 0,033 = 0,000118 \text{ м} = 0,12 \text{ мм}.$$

Хімічні анкери діаметром 8 мм глибиною 22 мм, що утримують плити в аграфі, в кількості $7 \cdot 4 = 28$ штук витримали навантаження на



Таблиця 1 - Навантаження на фрагмент фасадної системи

№ №	Пози- ція	Вид розрахункового навантаження	За проектом, кН/м ²	На зразок площею 8,013 м ² , кН	
				у проектному положенні вертикально	під час випробовування горизонтально
	1	Від власної ваги опорядження – постійне			
1	1.1	експлуатаційне	0,8	6,411	6,411
2	1.2	граничне	0,88	7,052	7,052
	2	Вітрове – тимчасове			
	2.1	Рядова зона			
3	2.1.1	експлуатаційне позитивне	0,168	1,346	1,346-6,411 = -5,065
4	2.1.2	експлуатаційне негативне	-0,126	-1,010	-1,010-6,411 = -7,421
5	2.1.3	граничне позитивне	0,800	6,411	6,411-7,052 = -0,641
6	2.1.4	граничне негативне	-0,600	-4,808	-4,480-7,052 = -11,532
	2.2	Кутова зона			
7	2.2.1	експлуатаційне позитивне	0,168	1,346	1,346-6,411 = -5,065
8	2.2.2	експлуатаційне негативне	-0,420	-3,366	-3,366-6,411 = -9,777
9	2.2.3	граничне позитивне	0,800	6,411	6,411-7,052 = -0,641
10	2.2.4	граничне негативне	-2,000	-16,027	-16,027-7,052 = -23,079
	3	Від двостороннього зледеніння – епізодичне			
11	3.1	від ваги зледеніння	0,381	3,053	3,053+7,052 = 10,105
	3.2	Вітрове при зледенінні			
	3.2.1	Рядова зона			
12	3.2.1.1	граничне позитивне	0,560	4,488	4,488-7,052 = -2,564
13	3.2.1.2	граничне негативне	-0,420	-3,366	-3,366-7,052 = -10,418
	3.2.2	Кутова зона			
14	3.2.2.1	граничне позитивне	0,560	4,488	4,488-7,052 = -2,564
15	3.2.2.2	граничне негативне	-1,400	-11,219	-11,219-7,052 = -18,271

Примітка: При горизонтальному положенні зразка фасадної системи рівномірно розподілені навантаження слід прикладати:

1. Від власної ваги опорядження і зледеніння - горизонтально до верхнього (у проектному положенні) торця по всій довжині плит опорядження, загалом 6,411 кН, 7,052 кН і 10,105 кН;
2. Від вітру вертикально в напрямку від стіни до плит опорядження загалом не менше ніж 23,079 кН.

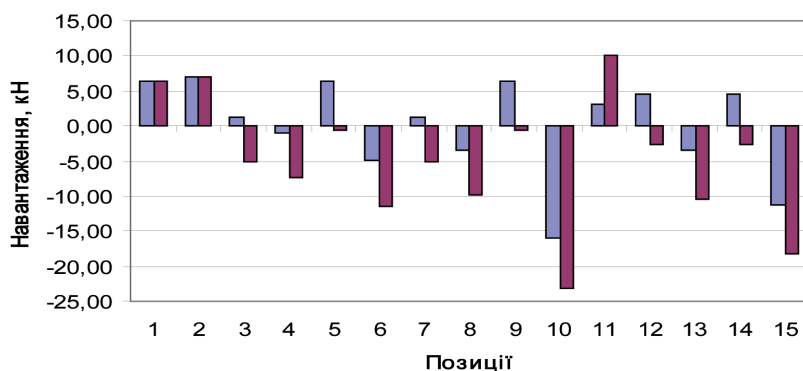


Рисунок 7 – Розрахункові навантаження зразка у вертикальному проектному положенні (1-й стовпчик) та у горизонтальному під час випробувань (2-й стовпчик) за табл. 1



Таблиця 1 - Переміщення у площині перпендикулярній стіні

Ступінь навантаження	Переміщення, 0,01 мм за приладами ІВ																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Від власної ваги опорядження експлуатаційне і граничне																				
1.1	78	-267	2	12	5	12	15	-24	-120	-143	-43	0	-81	-201	7	-78	-37	0	-97	-23
1.2	78	3	2	12	5	12	15	-24	-140	3	-17	0	-15	6	8	12	13	-1	10	2
0.1	2	207	-2	2	4	4	6	73	248	74	60	1	87	6	4	42	14	-1	49	171
Вітрове в рядовій зоні експлуатаційне і граничне, позитивне і негативне																				
2.1.1	143	86	50	36	8	5	14	27	94	25	5	7	36	101	27	23	17	8	16	24
2.1.2	189	-11	-5	-6	-5	-10	70	57	-25	30	39	-8	-16	24	32	-9	19	61	-30	-30
2.1.3	0	416	169	114	32	3	85	-1	507	2	-2	0	150	-1	4	2	1	-1	0	1
2.1.4	265	-118	-86	-72	-46	-40	-73	197	5	1	-29	-41	-23	31	52	-47	28	-19	-66	-79
0.2.1	7	9	-80	-74	-26	0	-44	167	-22	341	-1	4	-25	2	-33	-38	-2	-1	450	-72
Вітрове в кутовій зоні експлуатаційне і граничне, позитивне і негативне																				
2.2	-4	0	1	0	0	0	0	-1	-1	-2	-1	-1	-1	-1	0	-1	1	0	0	2
2.2.1	133	82	71	48	39	63	62	15	90	25	40	31	69	33	39	14	22	59	70	168
2.2.2	219	132	107	56	44	77	89	109	115	30	47	67	170	52	62	26	30	75	94	232
2.2.3	122	77	65	43	29	133	40	-10	76	20	32	15	34	29	30	15	19	29	40	131
2.2.4	549	251	185	80	64	148	114	522	338	48	78	181	388	34	39	50	59	57	120	284
0.2.2	15	-4	-1	-2	-1	-10	-11	20	7	-4	-1	8	39	-4	-8	4	3	-7	-9	15
Від двостороннього зледеніння																				
3.1	127	6	-2	20	19	29	32	-27	74	8	28	-2	-31	4	9	20	21	-7	7	156
0.3	1	-5	-12	-3	0	-1	1	-9	-3	-1	-16	-2	-6	0	-3	0	1	-4	-4	11
Вітрове при зледенінні в рядовій зоні граничне, позитивне і негативне																				
3.2.1.1	142	73	63	50	42	54	51	-23	93	26	61	13	-13	26	32	23	24	31	48	171
3.2.1.2	270	161	133	69	57	100	112	120	144	42	78	81	201	87	80	39	41	95	23	284
0.3.2.1	3	0	2	1	2	2	3	0	1	-1	21	0	0	0	2	2	0	-2	0	-5
Вітрове при зледенінні в кутовій зоні граничне, позитивне і негативне																				
3.2.2.1	140	74	61	50	42	53	50	-20	94	26	40	14	-8	28	31	23	24	99	25	289
3.2.2.2	474	240	187	87	74	145	182	368	217	103	187	168	447	145	120	51	53	146	194	463
0.3.2.2	20	3	-2	-2	4	-6	-5	0	-2	2	-2	0	3	-4	-5	-3	-5	-5	-6	5



Рисунок 8 – Зразок фрагменту фасадної системи з улаштуванням навантажувального обладнання і вимірювальних приладів

вирив не менше ніж $23,079 \text{ кН} / 28 = 0,82 \text{ кН}$, що становило набагато менше, за міцність каменю, на осьовий розтяг: $820 / (3,14 \cdot 42 \cdot 22) = 0,742 \text{ МПа} < 5,15 \text{ МПа}$.

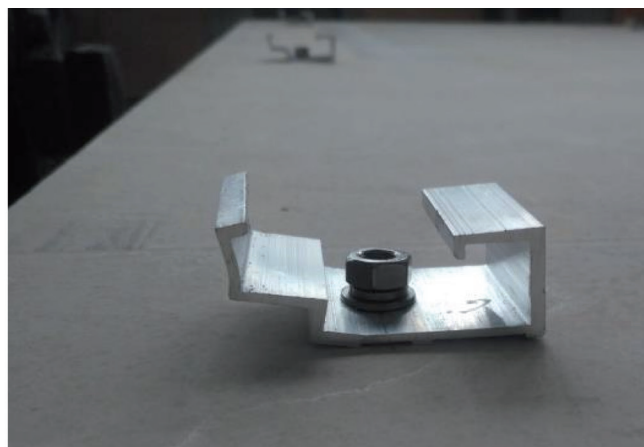
На зріз анкери витримали не менше ніж $46,6 \text{ кН} / 28 = 1,664 \text{ кН}$. Навантаження матеріалу плит на зріз анкерами становила незначну величину, щодо міцності каменю на зріз: $(46,6 / 28) / (8 \cdot 22) = 0,009 \text{ МПа} \ll 13,14 \text{ МПа}$. Але цих $1,664 \text{ кН}$ ($169,6 \text{ кгс}$) виявилось достатнім для вигину нижнього правого аграфу третьої плити зверху.

При аналізі результатів випробувань слід враховувати:

- що конструктивна система (стіна – поздовжні –



а)



б)

Рисунок 9 – Зразок фрагменту фасадної системи після руйнування деформуванням правого верхнього аграфа нижньої плити (б) з вертикальним переміщенням горизонтального профілю (а)

Таблиця 3 - Переміщення у площині плит опорядження

Ступінь навантаження	Переміщення, 0,01 мм за приладами ІГ					
	повні			від дії вітру		
	9	10	11	9	10	11
Від власної ваги опорядження експлуатаційне і граничне						
1.1	35	21	6	-	-	-
1.2	8	31	6	-	-	-
0.1	8	5	2	-	-	-
Вітрове в рядовій зоні експлуатаційне і граничне, позитивне і негативне						
2.1.1	37	15	-6	1	-6	-12
2.1.2	37	14	-10	3	-7	-16
2.1.3	37	12	-13	3	-9	-19
2.1.4	6	10	-20	3	-11	-26
0.2.1	6	-1	-6	-28	-22	-12
Вітрове в кутовій зоні експлуатаційне і граничне, позитивне і негативне						
2.2	29	1	0	-35	-30	-6
2.2.1	30	12	0	-6	-19	-6
2.2.2	33	14	-10	-5	-17	-16
2.2.3	38	18	3	-2	-13	-3
2.2.4	9	21	-12	3	-10	-18
0.2.2	9	9	6	-26	-22	0
Від двостороннього зледеніння						
3.1	22	45	8	-	-	-
0.3	22	15	4	-	-	-
Вітрове при зледенінні в рядовій зоні граничне, позитивне і негативне						
3.2.1.1	62	33	8	-19	-12	0
3.2.1.2	4	35	9	-20	-10	1
0.3.2.1	4	2	2	-78	-78	-6
Вітрове при зледенінні в кутовій зоні граничне, позитивне і негативне						
3.2.2.1	73	31	5	-24	-24	-3
3.2.2.2	18	55	33	-9	-9	25

поперечні профілі каркасу – аграфи – плити опорядження) не є жорсткою і при накопиченні взаємних деформацій може перетворюватися на механізм;

- випробування навантаженням виконувалися на одному і тому ж зразку, тому нелінійні деформації (існування яких підтверджується наявністю залишкових переміщень на кожному ступені навантажень) з часом накопичувалися;
- кожна плита природного каменю повинна зберігати площинність при дії вітрових навантажень з точністю, яка не перевищує 0,12 мм на середині ширини;
- в площині плит їх власні деформації розглядати не має сенсу, але слід мати на увазі, що досліджувався найгірший випадок – лід заповнює проміжки між плитами шириною 6 мм;
- система з регулюванням положення плит опорядження болтами верхніх аграфів наврядчи може забезпечити рівномірність розподілу навантажень на несучий каркас.

Розглянемо дію вітрового



навантаження під час випробувань в комплексі з дією власної ваги та обledenіння плит (дивись табл. 2).

Переміщення у площині перпендикулярній стіні за приладами ІВ по довжині (за проектом – по висоті) зразка, а саме його лівої, середньої, правої ділянок та середні значення по чотирьом плитам зверху вниз показані на графіках (рис. 10). Виявилося, що найбільші переміщення припадають на крайні по висоті ділянки опорядження. Якщо середні переміщення не перевищували 2 мм, то на крайніх ділянках вони доходили до 5,5 мм.

Залежність переміщень у площині перпендикулярній стіні від комплексних навантажень незалежно від ступенів наведена на рис. 11. Не упорядкованість такої залежності свідчить про зміни в елементах зразка під час випробувань навантаженням, які потім призвели його до руйнування.

Характер таких переміщень від найбільшого вітрового граничного негативного навантаження у кутовій зоні $-2,0 \text{ кН/м}^2$ (ступінь 2.2.4) по площі плит зображених на рис. 12 підтверджує попередній висновок, але також пояснює виявлені закономірності залежностей різниці в переміщеннях між серединою і краями плит (рис. 13), яка збільшується зверху вниз, та наявності сходенок між сусідніми плитами (рис. 14), величина яких коливалася в межах $\pm 0,6 \text{ мм}$, а в середньому від $-0,18 \text{ мм}$ до $0,30 \text{ мм}$.

Переміщення опорядження у площині перпендикулярній стіні від дії навантажень у площині плит (власної ваги експлуатаційні, граничні, після відновлення та граничні від двостороннього зледеніння і їх відновлення) показані на рис. 15. В основному величина цих переміщень незначна і, скоріше за все, пов'язана з ексцентриситетом точок спирання плит (аграфів). Виняток становить перша ступінь навантажень (1.1) та розвантаження (0.1), за яких проходив «притир» елементів системи, що наближав її до жорсткої. Дійсно, найбільші навантаження зледеніння (3.1) були вже значно

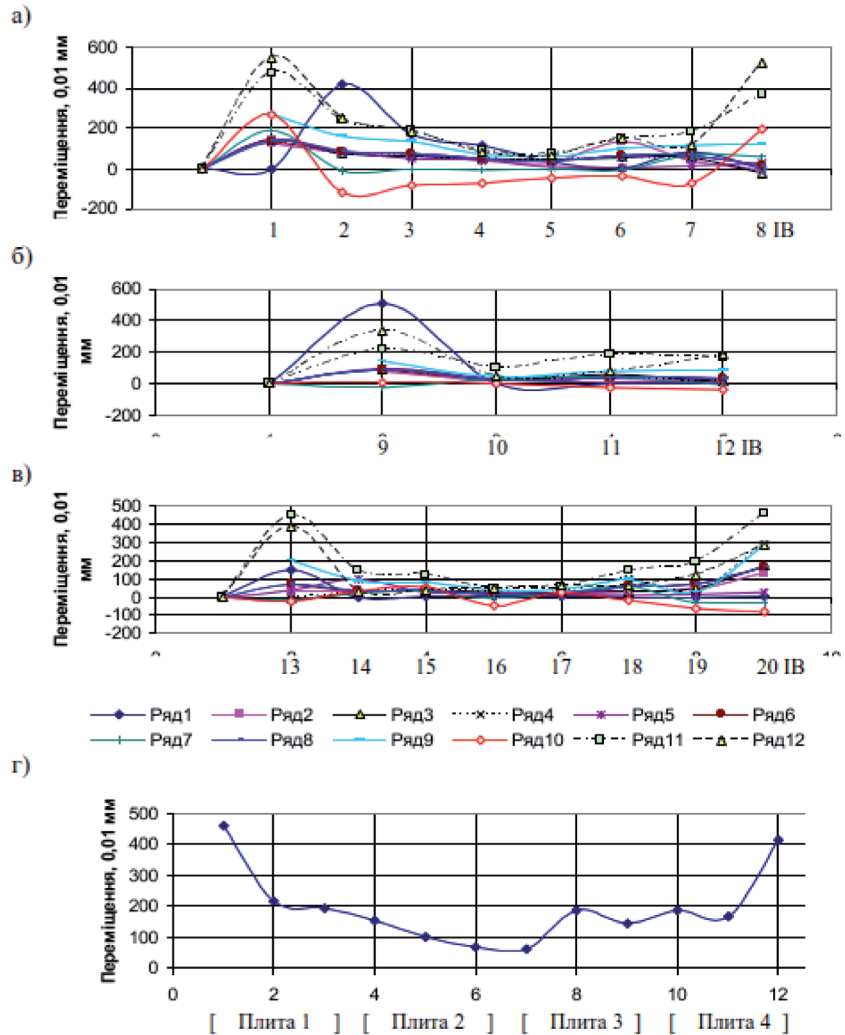


Рисунок 10 – Переміщення у площині перпендикулярній стіні за приладами ІВ по довжині зразка, сторони зразка: а – ліва, L; б – середня, M; в – права, R; г – середні значення по плитам (L-M-R)

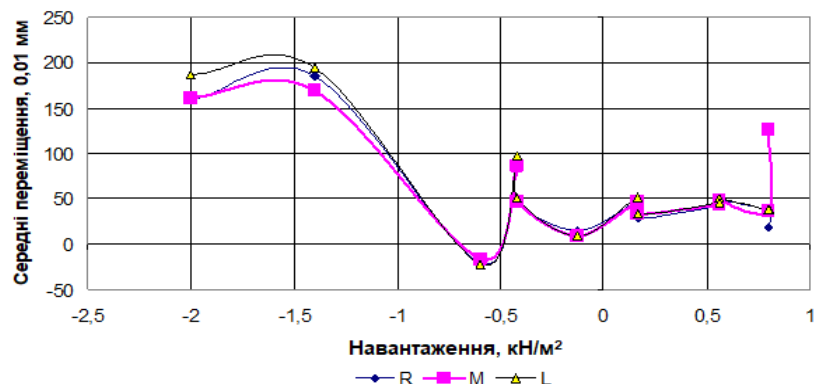


Рисунок 11 – Залежність переміщень опорядження в площині перпендикулярній стіні від комплексу навантажень



меншими, а після розвантаження наблизилися до нуля.

Розглянемо дію власної ваги та обledenіння плит в площині опорядження. В таблиці 3 представлено дані переміщень плит - повні та, окремо, від вітрових навантажень (тобто з виключенням переміщень від власної ваги та обledenіння). Повні переміщення нижньої грані опорядження у своїй площині по ширині зразка на ступенях 2.1, 2.2, 3.2.1 і 3.2.2 за приладами ІГ представлені на рис. 16: значення негативних переміщень (зверху вниз) не перевищували -0,4 мм, але на кінцевих ступенях випробувань переміщення знаходилися в межах -0,8 мм і +0,2 мм, що в подальшому призвело до руйнування з'єднання несучого і аграфного профілів каркасу та самого аграфу (див. рис. 9).

Залежність переміщень нижньої грані опорядження в своїй площині від комплексу навантажень та окремо від вітру (за виключення дії власної ваги та зledenіння) наведена на рис. 17. В цьому напрямку повні навантаження передавалися від однієї жорсткої плити через прокладки до наступної і вплив не жорсткого каркасу майже не відчувався до останніх ступенів, коли почало проявлятися накопичення деформацій всієї системи.

Окремий інтерес становить інтерпретація форми графіка на рис. 17,б: зі зміною навантаження перпендикулярного площині зразка поздовжні деформації в його площині коливалися рівномірно, але бокові ділянки були в протифазі, а коливання середини плити мали місце лише в межах від 0,7 кН/м² до -0,5 кН/м².

ВИСНОВКИ

Зразок фрагменту фасадної системи утворено каркасом алюмінієвих профілів із чотирьох несучих вертикальних профілів, які за допомогою кронштейнів закріплені на стіні хімічними анкерами, та вісьмома направляючими (аграфними) горизонтальними профілями. Між собою та з кронштейнами профілі поєднані клепою. На направляючих (аграфних) профілях за допомогою аграфів, що закріплені на плиті хімічними анкерами, (чотирьох верхніх і трьох

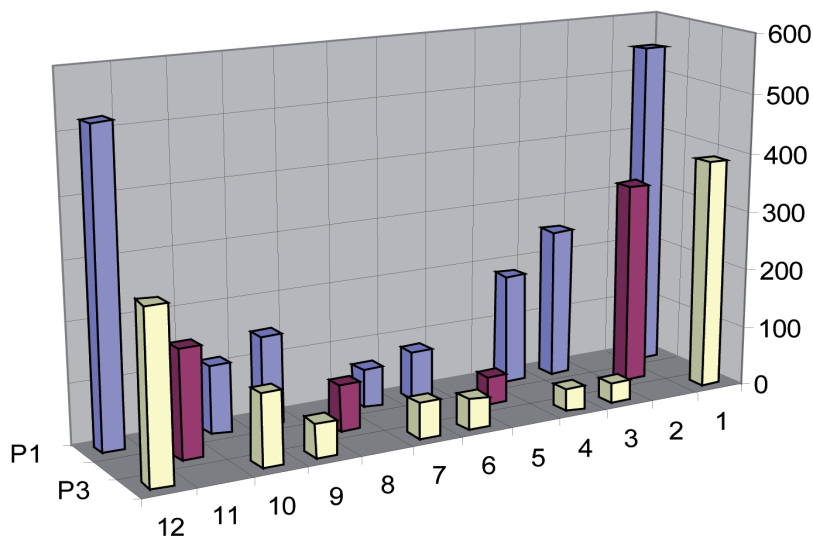


Рисунок 12 – Переміщення опорядження в площині перпендикулярній стіні від найбільшого вітрового граничного негативного навантаження у кутовій зоні -2,0 кН/м² (ступінь 2.2.4) по площі плит

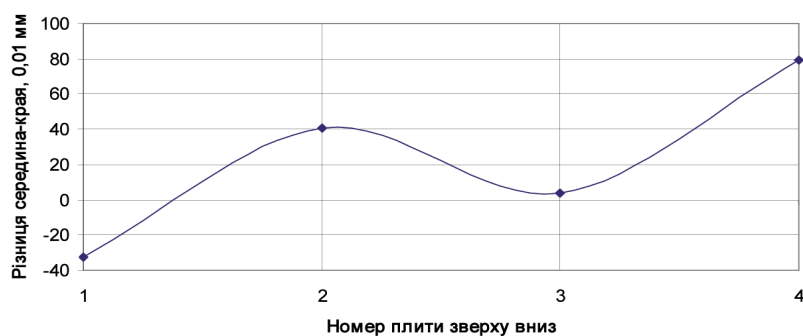


Рисунок 13 – Різниця в переміщеннях між серединою і краями плит опорядження за умовами рис. 12

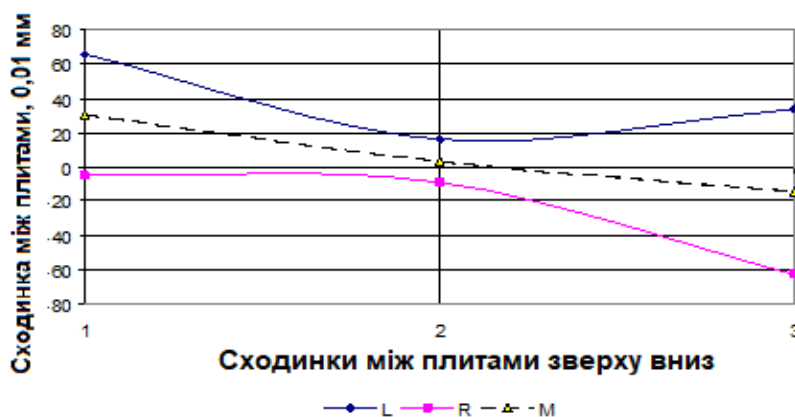


Рисунок 14 – Величина сходинок між сусідніми плитами за умовами рис. 12: 1 – №1-№2, 2 – №2-№3, 3 – №3-№4; L – лівий край плит (P1 на рис. 12), R – правий край плит (P3), M – середні значення по плиті

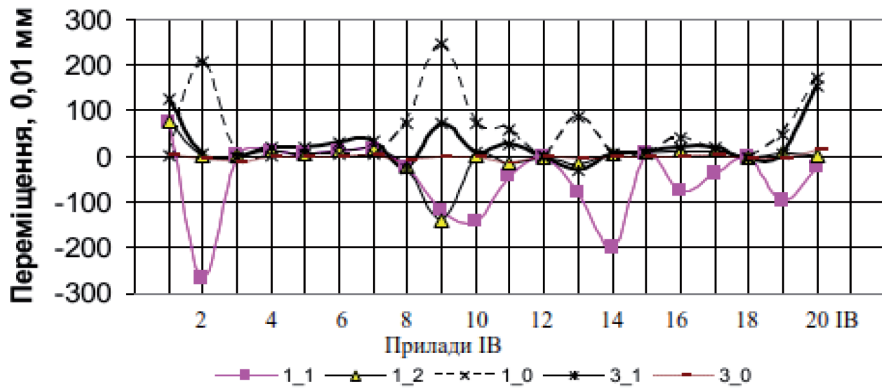


Рисунок 15 – Переміщення опорядження у площині перпендикулярній стіні від власної ваги експлуатаційні (1.1), граничні ((1.2), після відновлення (1.0) та граничні від двостороннього зледеніння (3.1) і їх відновлення (3.0)

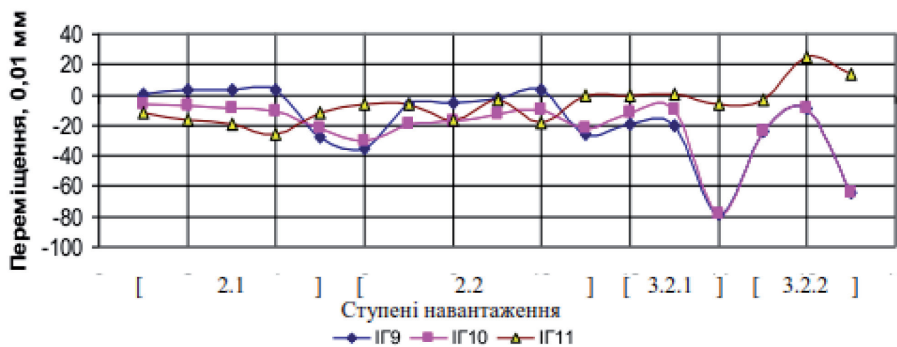


Рисунок 16 – Переміщення нижньої грані опорядження у своїй площині за приладами ІГ по ширині зразка

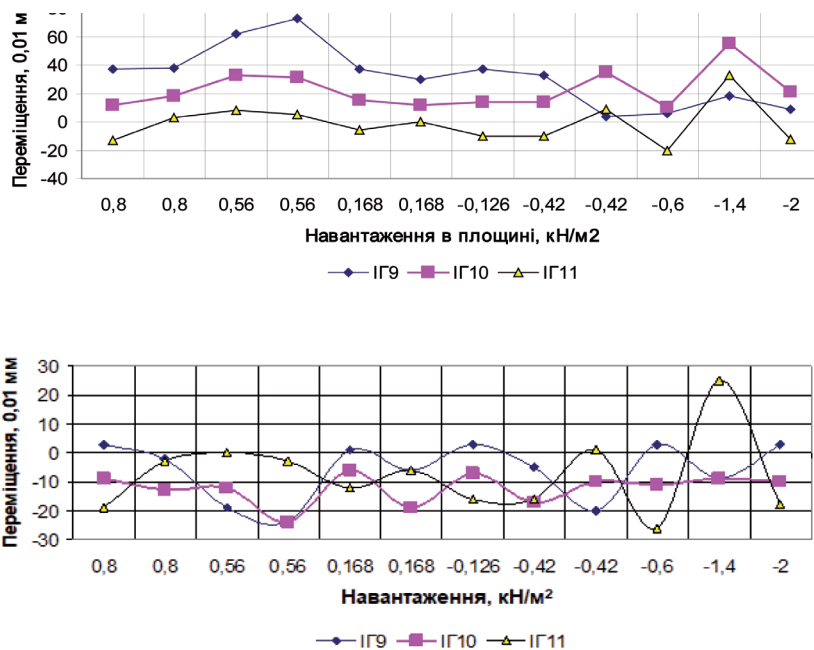


Рисунок 17 – Залежність переміщень нижньої грані опорядження в своїй площині від комплексу навантажень (а) та окремо від вітру (б)

нижніх), навішені чотири облицювальні плити із природного каменю. Розміри плит із природного каменю становлять 2035×890×30 мм. Розміри зразка – 4076×1966 мм.

Визначено фізико-механічні характеристики природного каменю опорядження. Його середні міцності становлять: на стиск – 77,70 МПа; на розтяг – 5,15 МПа; на згин – 12,60 МПа; на зріз – 13,14 МПа. Середній модуль пружності при статичному навантаженні – 46200 МПа. Середня густина каменю 2255 кг/м³, маса плити 122,5 кг.

Руйнування зразка відбулося після прикладення навантаження в площині плит опорядження величиною 46,6 кН, що відповідає висоті будівлі 27 м.

Характер руйнування зразка – деформування аграфів із вертикальним переміщенням та розривом з'єднання направляючого аграфного профілю з несучим.

Хімічні анкери плит опорядження витримали на вирив без пошкодження від вітрового від'ємного навантаження 0,652 кН та на зріз від вертикального навантаження 1,664 кН.

Випробуваннями зразка фрагменту фасадної системи встановлено, що система витримала всі передбачені види навантажень експлуатаційних і граничних від власної ваги, двостороннього зледеніння облицювання, вітрового навантаження позитивного і негативного на рядових і кутових ділянках.

Під час проектування, монтажу та експлуатації розглянутої фасадної системи слід враховувати її вразливості: масивність опорядження, надійність з'єднань несучих і аграфних профілів каркасу та самих аграфів, можливість конструктивного забезпечення від зледеніння горизонтальних проміжків між плитами на рівні поверхів.



БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Вентилируемые фасады Hilti. Каталог продукции. - Hilti VFH Catalogue 2018.pdf URL: <https://www.hilti.ua/content/hilti/EE/UA/uk/engineering/facade-systems/vfh-system-types/stab-to-stab.html>
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинні від 2007-01-01]. К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. 75 с. (Державні будівельні норми).
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. [Чинні від 2019-01-01]. К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2018. 36 с. (Державні будівельні норми).
4. ДСТУ Б 1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Чинний з 2007-01-01]. К.: Мінбуд України, 2006. 15 с. (Національний стандарт України).
5. ДСТУ Б В.2.6-10-96. Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантаженням. [Чинний з 1997-07-01]. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. 21 с. (Національний стандарт України).
6. ДСТУ Б В.2.6-35:2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням індустриальними елементами з вентиляованим повітряним прошарком. Загальні технічні умови. [Чинний з 2009-06-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 29 с. (Національний стандарт України).
7. ДСТУ Б В.2.7-161:2008. Плити декоративні на основі природного каменю. Технічні умови. [Чинний з 2009-07-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 24 с. (Національний стандарт України).
8. ДСТУ EN 1469:2007. Вироби з природного каменю. Облицювальні плити. Вимоги (EN 1469:2004, IDT). [Чинний з 2008-10-01]. К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2008. 45 с. (Національний стандарт України).
9. ДСТУ Б В.2.7-229:2010. Методи випробування природного каменю. Визначення міцності при стиску (EN 1926:2006, MOD). [Чинний з 2011-01-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 29 с. (Національний стандарт України).
10. ДСТУ Б EN 12372:2011. Методи випробувань природного каменю. Визначення границі міцності при згині під концентрованим навантаженням (EN 12372:2006, IDT). [Чинний з 2013-01-01]. К.: Мінрегіон України, 2012. 26 с. (Національний стандарт України).
11. ДСТУ Б В.2.7-231:2010. Методи випробувань природного каменю. Визначення дійсної густини, об'ємної щільності, загальної та відкритої

пористості (EN 1936:2006, MOD). [Чинний з 2011-01-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 14 с. (Національний стандарт України).

12. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова. [Чинний з 2010-10-01]. К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. 128 с. (Національний стандарт України).

REFERENCE

1. Hilti ventilated facades. Hilti VFH Catalogue 2018. pdf. (2018). Retrieved from <https://www.hilti.ua/content/hilti/EE/UA/uk/engineering/facade-systems/vfh-system-types/stab-to-stab.html>
2. Loads and actions. Design regulations: DBN V.1.2-2:2006 (2007).
3. General principles for reliability and constructive safety ensuring of buildings, facilities, civil engineering works and bases: DBN V.1.2-14-2018. (2019).
4. Deflections and displacements. Design rules: DSTU B 1.2-3:2006. (2007).
5. Steel civil structures. Methods of load tests: DSTU B V.2.6-10-96 (1997).
6. Structures of outward walls with façade heat-insulation and finishing industrial lagging with ventilated air layer. General technical specifications: DSTU B V.2.6-35:2008 (2009).
7. Decorative facing slabs of crashed natural stone. Specifications: DSTU B V.2.7-161:2008 (2009).
8. Natural stone products. Slabs for cladding. Requirements: DSTU EN 1469:2007 (EN 1469:2004, IDT). (2008).
9. Construction Materials. Natural stone test methods. Determination of compression strength: DSTU B V.2.7-229:2010 (EN 1926:2006, MOD). (2010).
10. Natural stone test methods. Determination of flexural strength under concentrated load. DSTU B EN 12372:2011 (EN 12372:2006, IDT). (2013).
11. Natural stone test methods. Determination of real density and apparent density, and of total and open porosity: DSTU B V.2.7-231:2010 (EN 1936:2006, MOD). (2011).
12. System for ensuring the geometrical parameters accuracy in construction. Implementation of measurements, calculation and control of exactness of geometrical parameters. Instruction: DSTU-N B V.1.3-1:2009 (2010).

Стаття надійшла до редакції 09.07.2020 рок