

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

ISSN: 2707-3068

Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини

Випуск №27



Одеса 2023

ISSN: 2707-3068

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

**СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ
З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ**

Випуск № 27

ОДЕСА 2023

СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ

ISSN: 2707-3068

Випуск № 27, 2023 р.

Збірник наукових праць видається з 1992 р., періодичність – 1 раз на рік.

Засновник і видавець – Одеська державна академія будівництва та архітектури (ОДАБА).

Свідоцтво про державну реєстрацію КВ 16172-4644Р від 02.12.2009

Збірник наукових праць входить до переліку наукових фахових видань України, у яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт. Наказ МОН України № 409 від 17.03.2020 року (категорія Б).

Збірник наукових праць включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus.

У збірнику представлені результати наукових і експериментально-теоретичних досліджень будівельних конструкцій з металу та деревини. Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних установ та виробничих підприємств будівельної галузі, аспірантів та магістрів навчальних закладів.

Головний редактор – Ковров А.В. – к-т техн. наук, проф., ОДАБА;

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

Редакційна колегія:

Білик С.І. – д-р техн. наук, проф., Київський національний університет будівництва і архітектури;

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

Гібаленко О.М. – д-р техн. наук, проф., Національний транспортний університет;

Голоднов О.І. – д-р техн. наук, проф., ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»;

Гомон С.С. – д-р техн. наук, проф., Національний університет водного господарства та природокористування;

Махінко А.В. – д-р техн. наук, проф., Національний авіаційний університет;

Пічугін С.Ф. – д-р техн. наук, проф., Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка;

Суханов В.Г. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Яковенко І.А. – д-р техн. наук, проф., Національний університет біоресурсів і природокористування України;

Aniskin Aleksej – Ph.D., Assistant Professor University North, Хорватія.

Технічна редакція:

Відповідальний технічний редактор – Гілодо О.Ю. – к-т техн. наук, доц., ОДАБА.

Арсірій А.М. – к-т техн. наук, доц., ОДАБА.

Сьоміна Ю.А. – к-т техн. наук, ас., ОДАБА.

Рекомендовано до видання Вченою радою ОДАБА

Протокол № 10 від 08.06.2023 р.

Свідоцтво КВ 16172-4644Р від 02.12.2009 р.

Наказ МОН України № 409 від 17.03.2020 р. (категорія Б).

ISSN: 2707-3068

**MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
ODESSA STATE ACADEMY
OF CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE**

COLLECTION OF SCIENTIFIC WORKS

MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD

Issue № 27

ODESSA 2023

MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD

ISSN: 2707-3068

Issue № 27, 2023.

Collection of scientific works has been published since 1992, frequency – 1 per year.

Founder and publisher – Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture (OSACEA).

Certificate of state registration KB № 16772-4644P, 02 December, 2009.

Collection of scientific works enters the list of scientific editions of Ukraine, in which thesis results can be published. Order of the Ministry of Education and Science of Ukraine № 409, 17 May, 2020 (category B).

Collection of scientific works is included into International scientometric base of the Index Copernicus.

Results of scientific and experimental-theoretical researches of building structures of metal and wood. It is assigned for scientific workers, specialists of design organizations and manufacturing enterprises of construction domain, postgraduates, masters of educational institutions.

Editor-in-chief – Kovrov A.V. – Ph.D., Professor, OSACEA;

Executive editor – Klymenko Y.V. – Sc., Professor, OSACEA;

Editorial Board:

Bilyk S.I. – D.Sc., Professor, Kyiv National University of Construction and Architecture;

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

Gibalenko O.M. – D.Sc., Professor, National transport university;

Holodnov O.I. – D.Sc., Professor, LLC “V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction”;

Gomon S.S. – D.Sc., Professor, National University of Water and Environmental Engineering;

Makhinko A.V. – D.Sc., Professor, National Aviation University;

Pichugin S.F. – D.Sc., Professor, National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic»;

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

Yakovenko I.A. – D.Sc., Professor, National university of life and environmental sciences of Ukraine;

Aniskin Aleksej – Ph.D., Assistant Professor University North, Croatia.

Technical editorship:

Executive technical editor – Gilodo A.Y. – Ph.D., Associate Professor, OSACEA.

Arsirii A.M. – Ph.D., Associate Professor, OSACEA;

Somina Yu.A. - Ph.D., Senior lecturer, OSACEA.

Recommended for publication by the Academic Board of the OSACEA

Protocol № 10, 08 June, 2023.

Certificate KB № 16172-4644P, 02 December, 2009.

Order of Ministry of Education and Science of Ukraine № № 409, 17 May, 2020 (category B).

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

UDC 69.059.3

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-5-12

STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE ROOF WITH STEEL FRAME

Gilodo A.Y., PhD, Associated Professor,
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Arsiriy A.M., PhD, Associated Professor
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488
Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. Strengthening methods of reinforced concrete roofs are known and developed in sufficient detail. They are classified according to the constructions: strengthening of simply supported and continuous beams, cantilever beams, panels, girders, trusses, arches, etc. But all the proposed ways have common disadvantages – they require open space for work, provide for preliminary unloading, and under certain circumstances, partial dismantling of significantly damaged structures, and cannot consider the features of a specific technical situation naturally. We offer the strengthening method of not a single beam, but the entire roof block, with limited time period and the need to restart the production process in the shortest possible time, which has got critical damage, during the situation that excludes temporary unloading, and the dismantling of damaged areas or structures is impossible. The additional technical problem is that the supporting vertical structures of the emergency shutdown – the columns are also in a critical technical condition. Therefore, the attempt to dismantle any load-bearing element will lead to the complete destruction of a large part of the industrial building and the cessation of production for a considerable time period. The use of a spatial steel frame simplifies the strengthening work, speeds up the return to production and does not increase the material costs

Keywords: strengthening of reinforced concrete structures with rolled steel profiles, steel reinforcement beams, steel reinforcement casing.

Introduction. In the following years we will need to carry out the significant restoration work on the reconstruction of industrial enterprises damaged by artillery attack. The determination of the possibility and expediency of reinforcement, as well as the choice of ways and scheme of the reinforcement are conducted in each individual case, considering the actual technical condition of the structure and the building in general, the application severity and fire safety, the reinforcement possibility without the suspension of production, the live load capability and the conditions of performance of reinforcement works. Any reconstruction is accompanied, as a rule, by the change of the loads for the building structures and the change of their initial structural schemes, which leads to the need to increase the bearing capacity and, therefore, their strengthening. Especially if this reconstruction is caused by the damage that led to poor technical condition of the load-bearing structures or even to the emergency state. Due to the fact that among the building structures that have been in use for many years as the industrial buildings, the reinforced concrete ones prevail. The generalization and analysis of existing proposals and the development of effective and reliable strengthening ways of such structures are the relevant task. In this scientific work the existing technical solutions for beams strengthening are analyzed and another complex solution for strengthening of the whole block of load-bearing structures of the industrial building is proposed.

Analysis of existing ways of beam strengthening. Strengthening of reinforced concrete structures is achieved by two ways: the arrangement of the unloading elements or the increasing of the cross-sections of the structures. At the same time the rigid unloading elements and flexible ones with the elastic compliance are distinguished. The first ones include the strengthening elements, the rigidity of which differs little from the rigidity of the strengthened structures. The second ones are the elements which rigidity is much less. The involving of strengthening structures into the

continuous work with the strengthened structures is accompanied by changing of the initial design scheme of the structure and its stress state. Strengthening with concrete or reinforced concrete when increasing the cross-section does not cause the change of the structural scheme and its stress state. The rigid unloading elements are used in those cases when significant load increasing is required after strengthening of the structure and when there is no possibility to carry out their pre-stressing, flexible for the structures that take mainly dead load and the strengthening is conducted when the structure is fully loaded. The way and type of strengthening of the structures working for bending and eccentric compression are chosen depending on the strength degree and the damage of the compressed and tension cross-sectional areas.

Rigid unloading elements, the use of which is followed by increasing of the static indeterminacy degree of the strengthened structure, are used in the form of steel and reinforced concrete poles, knees, portal frames, etc. Such strengthening elements are recommended to be used in such a way as to provide their timely involving into the work. The degree of prestressing can be insignificant, in other words it provides the shimming between the strengthened structure and the unloading elements. Rigid unloading elements, the including of which is followed by changing the place of load transfer, are used in the form of steel or reinforced concrete beams located on the top or bottom of the strengthened structure. Flexible unloading elements are used in the form of cross bracing and hangers made of reinforcement steel and rolled profiles, beams made of rolled profiles, braced beams, prefabricated and monolithic reinforced concrete beams, brackets and knees made of rolled profiles, truss rods made of reinforcement steel, rolled profiles or sheet steel, hinged-rod systems made of reinforcement steel, rolled profiles, ropes, horizontal and inclined cables and clamps made of reinforcement steel, cases and attachment racks made of rolled profiles and sheet steel. In most cases, flexible unloading elements are prestressed.

In the following paragraphs we will consider several common ways to strengthen the reinforced concrete beams.

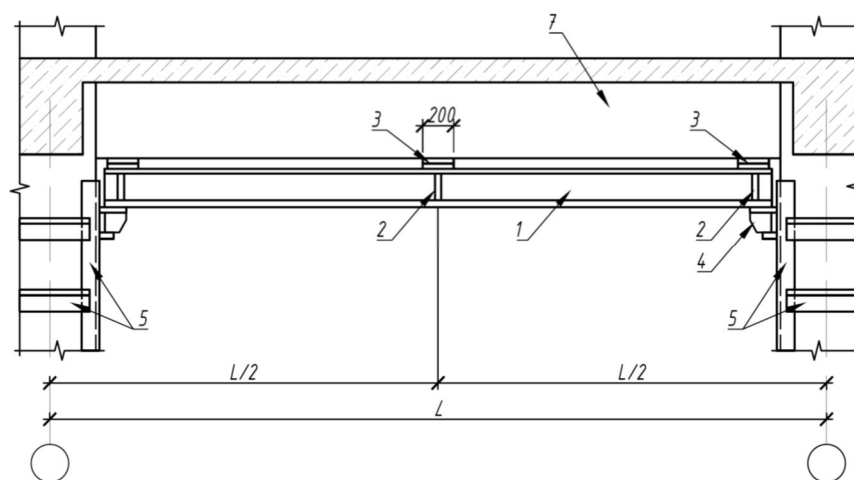


Fig. 1. Strengthening of the reinforced concrete beam with the steel beam resting on the piers

Strengthening is the method based on the prestressing of strengthening structures and is used to increase the load-bearing capacity of the beam in connection with increasing of the load on the roof or floor. The support bracket 4 is welded to the column, which at the previous stage of the work should be strengthened with the case 5. The rolled I-beam or channel 1 is installed on the brackets. The stiffening ribs 2 are welded near the supports and in the middle of the span. With such strengthening, the compulsory condition is the development of the strengthening with reactive force required to take the calculated element loads. The calculated value of the reactive force can be controlled by the deflection of the steel beam 1, which is formed as a result of the installation of the wedges 3 in the gap. The installed wedges must be welded to the steel beam 1. When strengthening, the steel beam is included in the cooperation of reinforced concrete by generation of steel beam stress using a jack, which is installed between reinforced concrete and steel beams. The jack pulls

the strengthening beam 1 away from the reinforced concrete beam 6 and develops the calculated value of prestress in the steel beam. The stress value is controlled by the manometer. The given stress value is fixed with the help of the wedges 3.

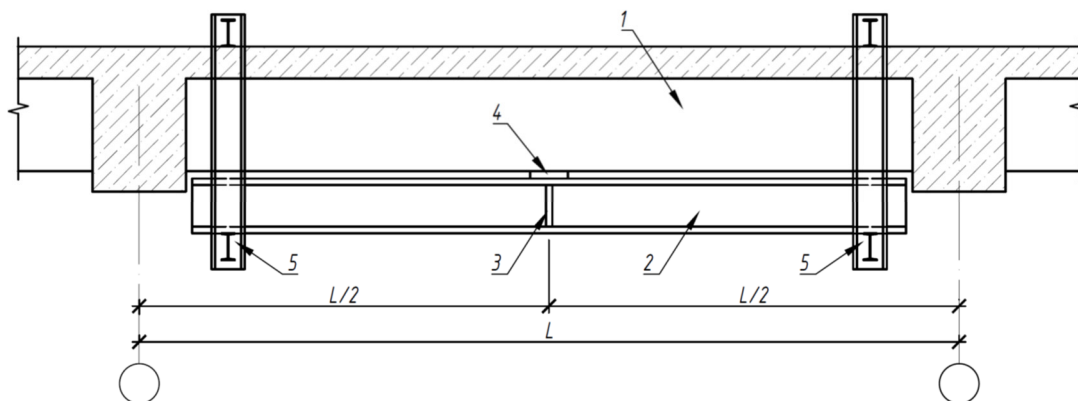


Fig. 2. Strengthening of the reinforced concrete beam of the monolithic floor slab with the prestressed steel beam on the clamps

At first, four holes are made in the floor slab corresponding to the sizes of the channels 5. Then the channels 5 are inserted into the holes and fixed to the floor slab by welding the stirrups 6. The steel beam 2 is installed on the stirrups 6. The beam 2 is wedged with the wedges 4 with the step 1.5-2 m to the calculated value of deflection. The stiffeners are welded under the wedges 4.

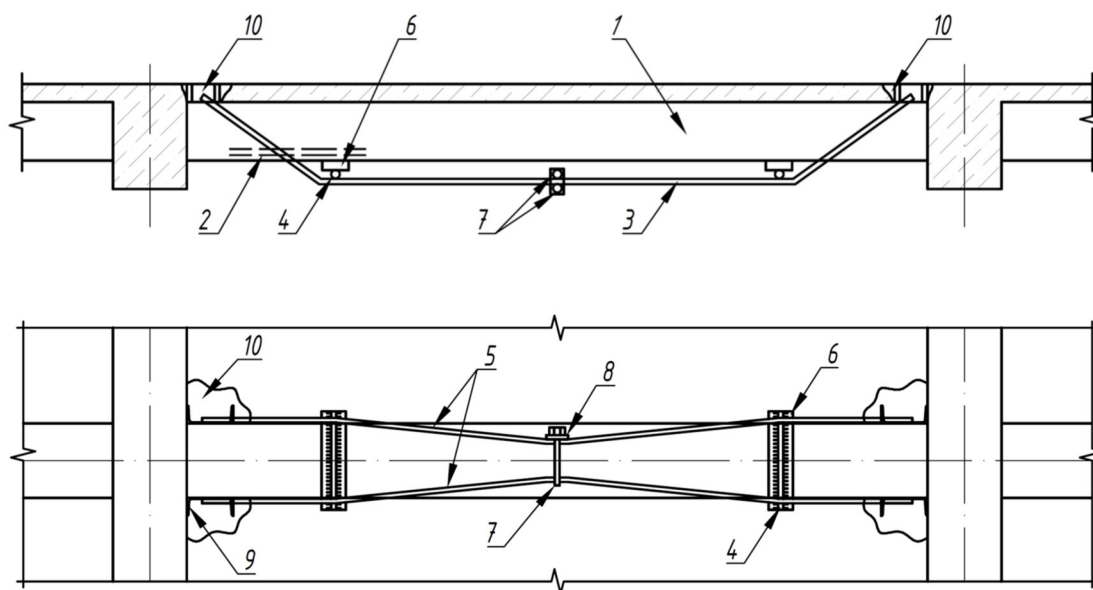


Fig. 3. Strengthening of the beam of the monolithic reinforced concrete floor slab with the trussing rod

The holes 10 are made in the floor slab and the reinforcement is opened. The anchors 9 in the form of the channel scraps are welded to it. The tie 5 is performed with the diameter 16-36 mm. The ends of the tie 5 are welded to the anchors 9. In the bent points of the rods, from the horizontal section to an inclined one, between the ties and the bottom edge of the strengthened element, the strip steel stirrup 6 is installed, to which the wedges 4 are welded. The ties 5 are involved in the tension state by inter tightening of both legs with the tightening bolts 7, which are the stirrup with two threaded ends and a common washer 8. After tightening, the locknuts are fixed on the tightening bolts, which are then welded together with the bolts.

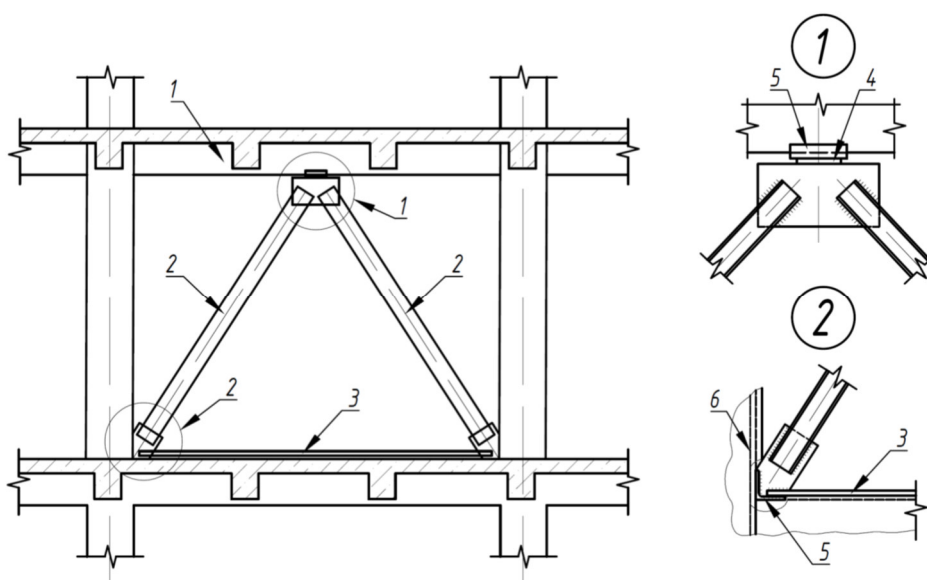


Fig. 4. Strengthening of the floor beam with the additional rigid support

When strengthening the frame 1 with the steel knees 2, the base angles 5 are welded to the reinforcement 6 of the top and bottom floor slabs. After fixing the knees 2, the wedge inserts 4 are used to wedge the reinforcement structure in the top joint tightly.

Research object. One-story industrial building. The structural scheme is mixed, with the internal framework: the interior load-bearing elements are monolithic reinforced concrete framework with the columns 300x300 mm and the beams 400x300, 300x300 mm, the external ones are load-bearing walls made of shell stone and brick. Monolithic reinforced concrete foundations.



The structural scheme of the roof is reinforced concrete beam grillage made of monolithic reinforced concrete, overlapped with the prefabricated box panels. The survey revealed the significant damage of the columns and beams: the cracks in the tensioned zone of the beams, the deflection of the columns from the vertical. The customer defined the special conditions for the restoration of the building: the impossibility of dismantling the damaged structures and limited time period for the strengthening of the structure.

Fig. 5. Research object

The aim of the research. Determine the technical condition of the research object. Develop the procedure and make the working drawings for strengthening the damaged load-bearing structures of the research object.

Research methods. The configuration, measurements, position in the plan and vertically of the load-bearing roof structures, the sites of defect and damage were carried out according to the

diagrammatic plan and the measurements of the structures at the construction site. The main height marks of the bottom of the beams and slabs were determined. The cross-sections of the framework elements, their damage and defects were measured. The survey of the open surfaces of the structures revealed their damaged areas. In order to determine the construction of the foundations and the depth of foot laying, two exploratory shafts were made: next to the column and the external wall.

Research results. During the survey the following damages were registered in the building structures:

- the cracks in the tension zone of monolithic reinforced concrete beams with the opening width up to 10 mm. It was not possible to establish the full-scale deflection in the middle of the beam span because it is unfastened by a temporary post (Fig. 5). The measured deflection was 28 mm;
- the deflection of the columns from the vertical – up to 15-18 mm.

The general technical condition of the building is defined as emergency.

Considering the strengthening principles of reinforced concrete elements, we decided to refuse the strengthening of individual damaged beams and columns and offer a comprehensive solution for the entire block of building structures. The reinforced concrete roof with load-bearing box panels and monolithic beams of rectangular cross-section is strengthened by the steel framework made of rolled profiles resting on the individual columns and strengthened foundations. The steel spatial skeleton is a backup load-bearing structure for the entire building block, which allows to avoid determining the load-bearing capacity of individual damaged reinforced concrete structures, which requires painstaking work regarding the strength of concrete and reinforcement, the degree of physical depreciation and the development of individual strengthening of each element. This approach is guaranteed to speed up the return to production and does not increase the material costs, as opposed to the traditional way of complex searches for a considerable time period with the involvement of the relevant specialists.

Based on the analysis of the technical situation at the construction site, the technical capabilities of the enterprise, and the special conditions of building restoration, the following strengthening method of load-bearing structures of reinforced concrete roof without dismantling the damaged elements was proposed:

1. before starting the work, jack up the reinforced concrete beams of the roof;
2. strengthen the foundations in accordance with the layout of new steel columns;
3. install the steel columns with 2[24;
4. strengthen the reinforced concrete columns by connecting them with the columns strengthened with the steel welded casing;
5. make the support brackets on the columns for further installation of steel strengthening beams;
6. strengthen the main reinforced concrete beams of the roof with the channels № 30, and the secondary ones with I-beams 24;
7. the channels № 30 should be installed on the support brackets on both sides relative to the main reinforced concrete beams;
8. jack up and raise the main reinforced concrete beams to the original design position;
9. install the tie bars (packing blocks) [14 (according to the scheme of strengthening) between the channels № 30;
10. weld the tie bars (packing blocks) [14 to the channels № 30 with the help of the angles on both sides;
11. fasten the strengthening steel beams from the channels № 30 to the main reinforced concrete beams with the expansion bolts. The anchoring of the channels on both sides should be done in the criss-cross pattern;

12. install the secondary steel reinforced I-beams № 24 under the secondary reinforced concrete beams;
13. weld the secondary steel reinforced I-beams № 24 to the main 2[30 steel beams and steel columns;
14. install the horizontal bracing between the erected steel beams;
15. dismantle the jacks.

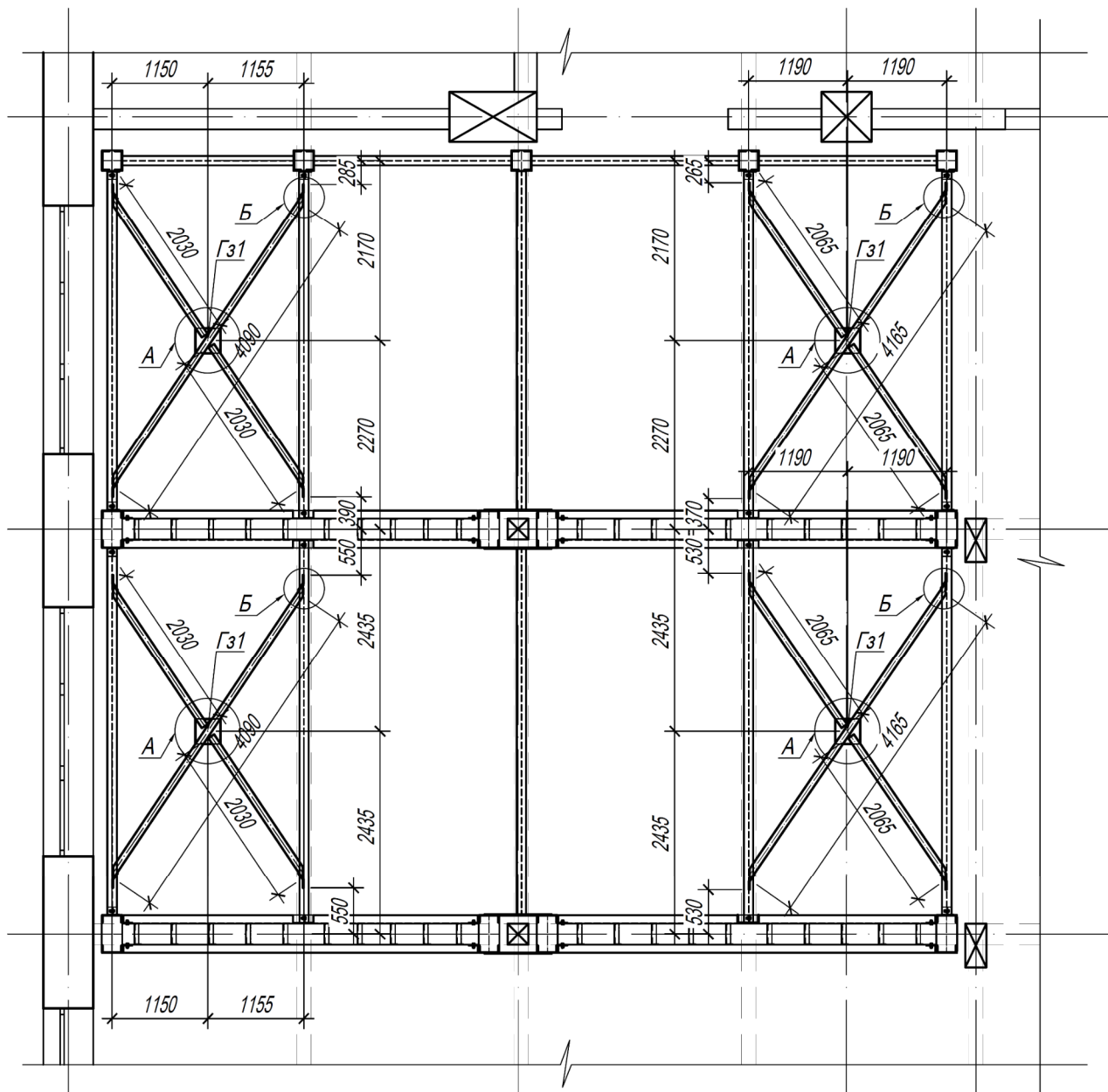


Fig. 6. Strengthening scheme of the reinforced concrete roof

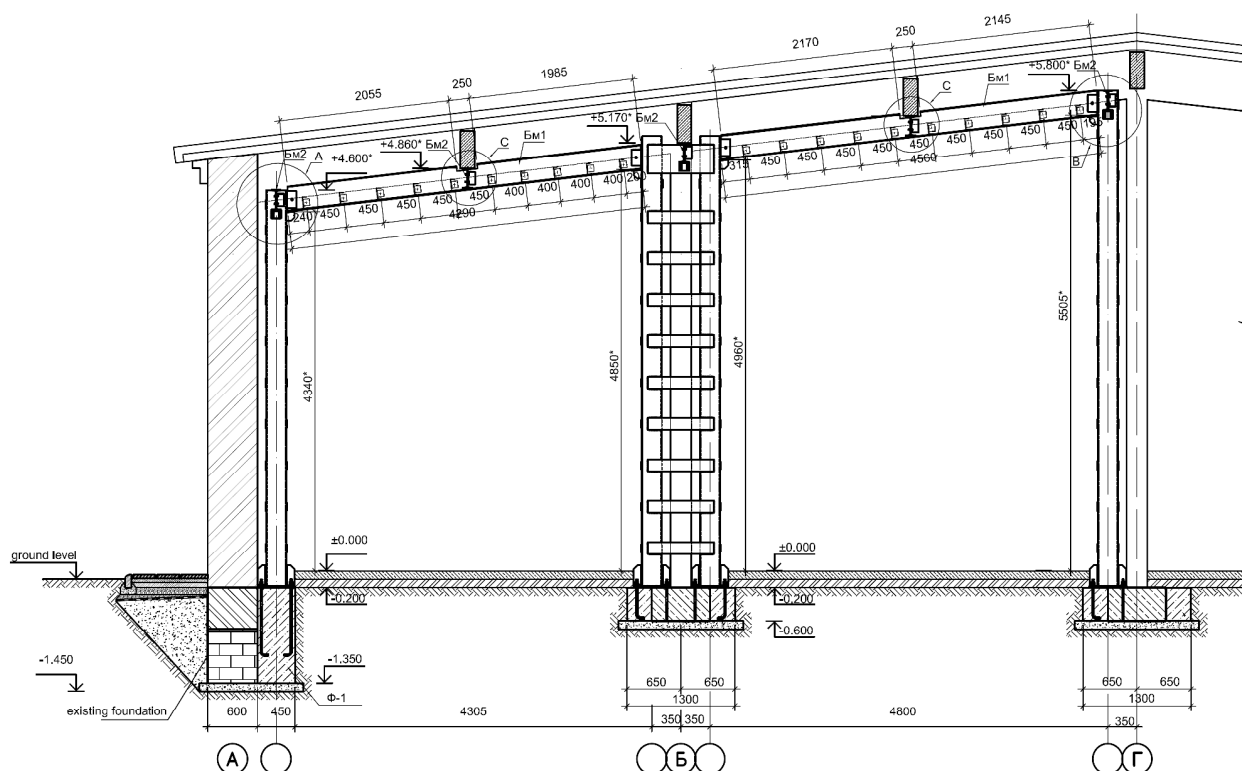


Fig. 7. Cross-section

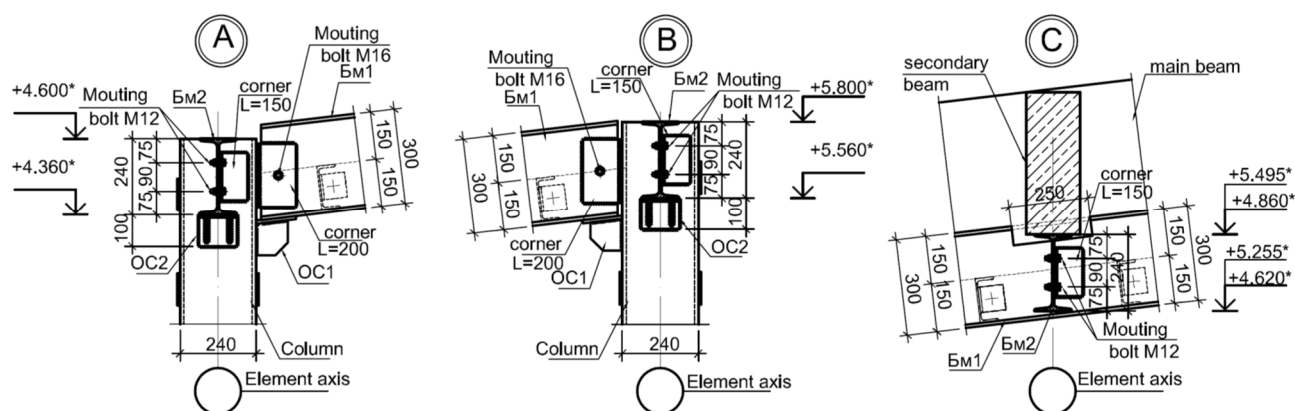


Fig. 8. Joints A, B, C

Conclusions:

1. The research object is the one-story industrial building with a mixed structural scheme, with an internal monolithic reinforced concrete framework and external load-bearing walls made of the shell stone.
2. The inspection detected the significant damage of the roof. The technical condition of the building is defined as emergency.
3. The customer defined special conditions for the restoration of the building: the impossibility of dismantling the damaged structures and a limited time period for the strengthening of the structure.
4. The complex solution for a whole block of building structures was proposed. The reinforced concrete roof with load-bearing box panels and monolithic beams with the rectangular cross-

section is strengthened by a steel spatial framework made of rolled profiles resting on the separate columns and strengthened foundations.

5. The use of a spatial steel framework simplifies the strengthening work, speeds up the return to production and does not increase the material costs.
6. The proposed structural strengthening solution can be used reliably in the case of the need to strengthen roof reinforced concrete structures under similar technical conditions.

Reference

1. DBN V.2.6-198:2014 Stalevi konstruktsii. Normy proektuvannia. – K. : Minrehion Ukrainy, 2014. – 199 s.
2. Malyshev O. M. Tekhnichne obstezhennia ta nahliad za bezpechnoiu ekspluatatsiieiu budivel ta inzhenerny : Navchalnyi posibnyk / O. M. Malyshev, V. D. Virotskyi, O. O. Nilov – K. Derzhavne pidpriemstvo Holovnoho navchalno-metodychnoho tsentru Derzhhipromnahliadu Ukrainy, 2007 – 675 s.
3. Holishev A. B. Proektyrovanye usyleniya nesushchykh zhelezobetonnykh konstruktsyi proyvodstvennykh zdaniy y sooruzheniy / A. B. Holishev, Y. N. Tkachenko – K. : Lohos, 2001. – 172 s.
4. Kataloh konstruktyvnykh resheniy po usyleniyu y vosstanovleniyu stroytelnykh konstruktsyi promishlennykh zdaniy. M. : TsNYYPromzdaniy, 1987. S. 91, 101.

ПІДСИЛЕННЯ СТАЛЕВИМ КАРКАСОМ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПОКРИТТЯ

Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент,
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Арсирій А.М., к.т.н., доцент,
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Методи підсилення залізобетонних покриттів відомі і розроблені достатньо детально. Вони класифікуються відповідно до конструкцій: підсилення розрізних і нерозрізних балок, консольних балок, панелей, ригелей, ферм, арок і т. п. Але всі запропоновані засоби мають загальні недоліки - вимагають вільного простору для роботи, передбачають попереднє розвантаження, а при певних обставинах частковий демонтаж суттєво пошкоджених конструкцій, не можуть, що природньо, враховувати особливості конкретної технічної ситуації. Ми пропонуємо метод підсилення не окремої балки, а цілого блоку покриття, при обмеженому часі і необхідності відновити виробничий процес в найкоротші терміни, що зазнав критичних пошкоджень, у ситуації, що виключає тимчасове розвантаження, а демонтаж аварійних ділянок або конструкцій неможливий. Додатковою технічною проблемою є те, що несучі вертикальні конструкції аварійного покриття – колони, теж знаходяться в аварійному технічному стані. Тому спроба демонтажу будь-якого несучого елемента призведе до повного руйнування значної частини промислової будівлі і припинення виробництва на значний період часу. Застосування просторового сталевих каркасу спрощує роботи з підсилення, прискорює відновлення виробництва і не збільшує матеріальні затрати.

Ключові слова: підсилення сталевими прокатними профілями залізобетонних конструкцій, сталеві балки підсилення, сталеві обойми підсилення.

UDC 692.445

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-13-18

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF MESH ELEMENTS GLULAM DOME

Gilodo A.Y., PhD, Associated Professor,
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Arsiriy A.M., PhD, Associated Professor,
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Somina Yu.A., PhD, Associated Professor,
syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6330-0137

Oliynyk I.S., the student of ICC-525
Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. To study the stress-strain state of the mesh dome model with the diameter 4 m, the series of glulam rods were prepared for the central compression test. The tests were carried out in the laboratory of the Department of Metal, Wooden and Plastic Structures. The stresses at the distinguished points of the elements were determined through the deformations using the resistance strain sensors. The feature of prismatic samples was the presence of stress concentrators in the support zones in the form of the holes for the location of universal connectors [3]. The significant sizes of the model made it possible to minimize the influence of the scaling factor on the obtained results. The general conclusion of the study should be considered high bearing capacity of the tested samples. The destruction of the samples took place in the support zone due to the crushing of the wood. The next tasks of the research will be the optimization of the elements sizes and testing of the dome model. The cross-section of the elements, in addition to providing the load-bearing capacity, is affected by the need to obtain certain thermotechnical characteristics of the enclosure, i.e. the elements of the dome must have the dimensions that allow placing a layer of effective insulation in their plane. A separate task is the selection of the roof, which can be considered exclusively as a part of the permanent load on the supporting system, or as a continuous shell that unfastens the frame.

Key words: the test of the rods of a mesh glulam dome, the test of wooden elements for central compression.

Introduction. The assessment of the bearing capacity and reliability of the structure under the load is possible only as a result of a comprehensive analysis of the deformation and strength properties of its elements and the observations of their behavior up to the point of failure. The important requirement for the tests is keeping the scheme of load applying and measuring the deformations unchanged, which makes it possible to obtain the graph of their dependence on the load increasing. The tests were preceded by the following works: planning the test program, determining the limit load, designing and manufacturing the installation and equipment for testing, the schemes and means of loading, drawing up the layout of the deformation measurement points, placing the measuring equipment, preparing the test log. The most important element of the mesh dome is the nodal connection of the elements. The structural solution of the connector requires the execution of two holes in close proximity to the elements ends. This is the weakest point of the structure – the stress concentrator. Therefore, the immediate task of the tests is to determine the nature of the destruction and the stress-strain state of the support zones of the elements. And if it is necessary to carry out the optimization of the design solution of the connector and the cross-section of the element.

Analysis of publications on the methodology of testing wooden elements. The testing of wooden structures and elements is carried out according to the generally known methodology for building structures, considering the wood characteristics. The innovations refer to the use of either

new devices or design features of the structure that needs to be investigated. The most complete issue of testing is reflected in the research work by V. Klymenko and I. Belov “Testing of the structures, inspection and monitoring of buildings and structures”, Kyiv, 2015 [4]. The principle test positions are as follows. Testing is an experimental determination of parameter values and quality indicators of the research object during its operation or under the influence of artificially performed loads simulating real operating conditions. Compliance requirements of the first and second groups of limit states apply to any design. Any test has an objective disadvantage, which is in differences from the actual operation of the structure. This difference consists of the convention of the calculation scheme, the calculation characteristics of the material, the additional external influences that cannot be predicted and other factors of a specific situation. The researcher should create the experimental conditions as close as possible to the real operating conditions in order to be able to obtain reliable results for further conclusions regarding the reliability of behavior and the optimization of design decisions. When calculating the forces, the stresses, and the deformations, they proceed from probable values of the loads and the mechanical characteristics of materials established experimentally.

Based on the classification, our work concerns the scientific research tests for the study of new structural forms. According to the type, it is a test on models that reproduce the researched object on a different scale to improve the calculation theory and to optimize the constructions of nodes and cross-sections of the elements. After drawing up the work plan, it is necessary to design a test bench with the provision of the appropriate calculation scheme and the general stability of the compressed elements. Next, the degrees and means of loading are determined, similar to the operational ones, which should provide the occurrence of the necessary stresses and deformations in the structures. The devices are required to be simple, small in size, easy to read and accurate. When modeling, special attention should be paid to the geometric similarity and the loads similarity of the model and the original and the subjection of the model material to Hooke’s law. Modeling of wooden structures from solid wood meets an additional requirement to take into account its natural defects, which makes it impossible to manufacture the elements of small cross-sections. The problem is partially solved by using glued wood. The transfer of the test results of the model to the original, of any material, must be carried out considering the scale factor. Modeling of the structures is a complex process that requires vigilance to the smallest detail in order to obtain reliable results. Preliminary results of the stress-strain state were obtained during the tests of a segment of a mesh dome [2]. After making the appropriate changes, it was decided to conduct a series of tests on the dome rods. The first series is three samples for central compression.

The aim of the research is to determine the stressed-deformed state of the elements of a mesh glulam dome under the static load effect.

Research methodology. The samples were made from glued timber strip of mesh dome elements with the diameter 4 m and the cross-section 40x150 mm for the test. The material for the samples is the 2nd grade glued pine wood. Three samples were produced. In accordance with the research tasks, the program of the experimental tests of the experimental samples was developed (Table 1).

Marking	Marking / sample size (mm)	Number	Test method	Research aim
SERIES 1	1.C1 [800x150x40]	1	Compression is central	Ultimate bearing capacity
	2.C1 [800x150x40]	1	Compression is central	Ultimate bearing capacity
	31.C1 [800x150x40]	1	Compression is central	Ultimate bearing capacity

Compression testing of the samples was carried out in the laboratory of the Department of Metal, Wood and Plastic Structures of Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture.



Fig. 1. Test bench for compression testing of glued wood samples

The tests were performed on a test bench using the hydraulic jack with a maximum possible load 20 tons. The test bench is a steel frame fixed in the power floor. The calculation scheme of the rod was taken as freely supported. The amount of the load was controlled by the dynamometer using the divisions of the built-in indicator. The strain sensors made of constantan wire on a film base with the base 30 mm were used to study the stress-strain state. To write the data, the strain sensor was used, designed to measure the output tension of tensor resistors with the information transfer to the external control computer. The layout of tensor resistors is presented in Fig. 2.

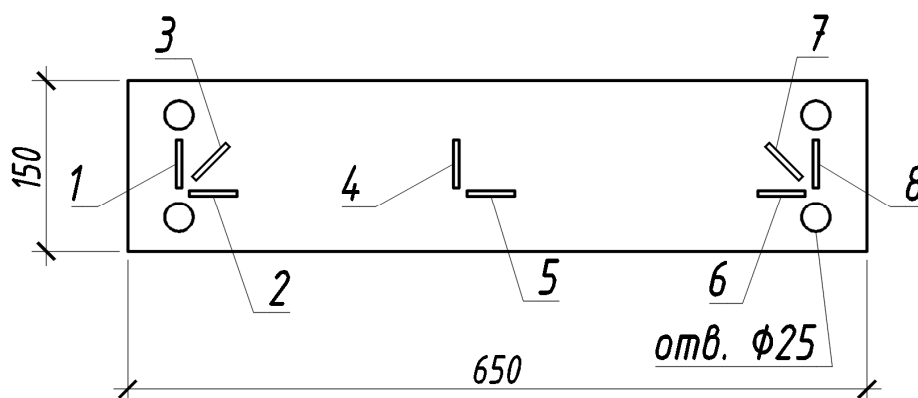


Fig. 2. Configuration plan of resistive strain sensors

The load was carried out in the stages 3.4 t with the duration 10–15 minutes at each stage. During the tests, the photographic evidence and visual observation were carried out. The moisture content of the wood was determined using a hygrometer for each studied sample. Before the test, the structure of the segment was carefully inspected visually. The actual wood defects were compared with those allowed by the standards. During the tests, the continuous monitoring of the structure condition was carried out in order to fix possible damages.

Research results. Based on the test results, the experimental dependency graphs of compressive, tensile and shear stresses on the load at the maximum level of 17 t were drawn (Fig. 3). After analyzing the test results, the following features of the samples were established. The destruction occurs, as predicted, in the weakest point of the rod – near the holes for the connector, by crushing the wood. First, at the first stages of loading, the first small crack is formed, starting in one of the holes. Then it expands, there are new ones and the sample collapses after the attempt to increase the load by more than 17 tons. The compression and stretching deformations corresponded to shear deformations. Up to the load 8 tons, the deformation nature of the samples and the results of stress analysis according to strain sensor data corresponded to the elastic work. Further loading led to stress increasing, getting the critical deformations up to the complete loss of bearing capacity.

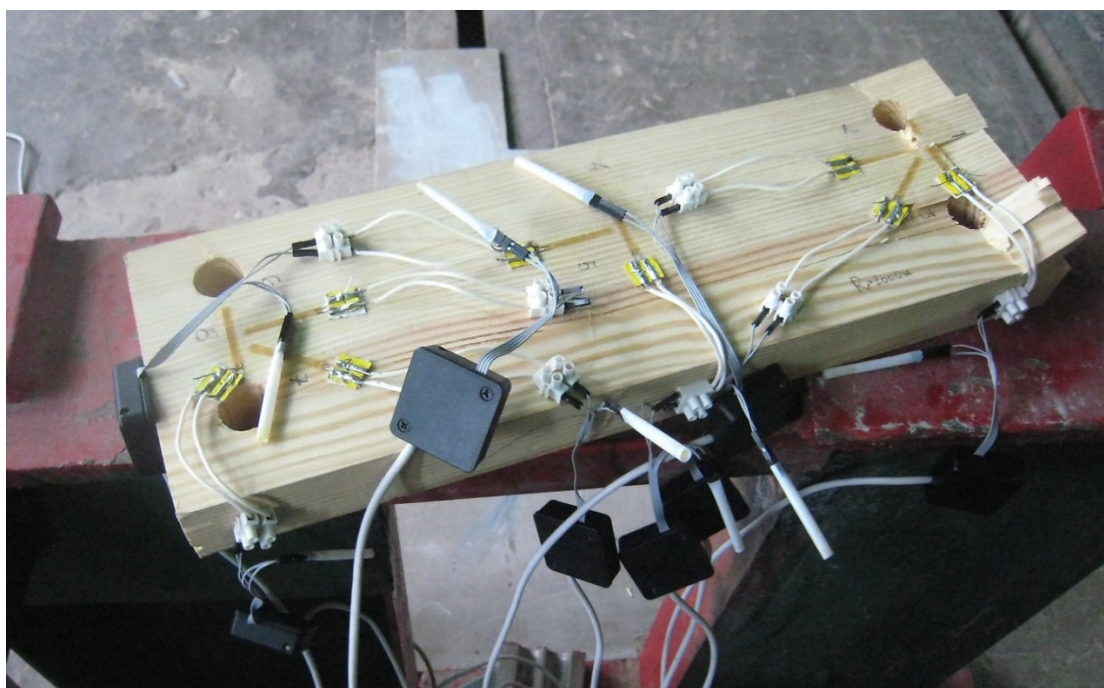


Fig. 3. Sample after testing

To analyze the stress-strain state of the element, a spatial computer model was developed in the “LIRA-SAPR” software complex. The stiffness characteristics of volumetric finite elements were set taking into account the anisotropic wood properties in accordance with the requirements [1].

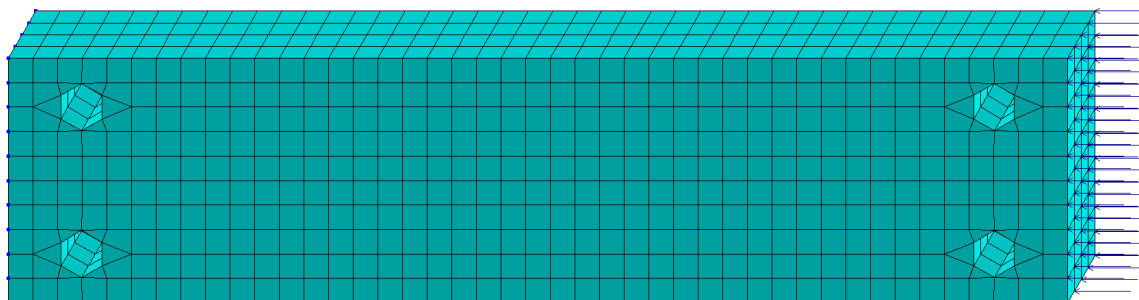


Fig. 4. Calculation model of the element

The element is modeled by the universal spatial eight-node isoparametric finite elements (CE № 36). The load was applied to the end nodes of the element.

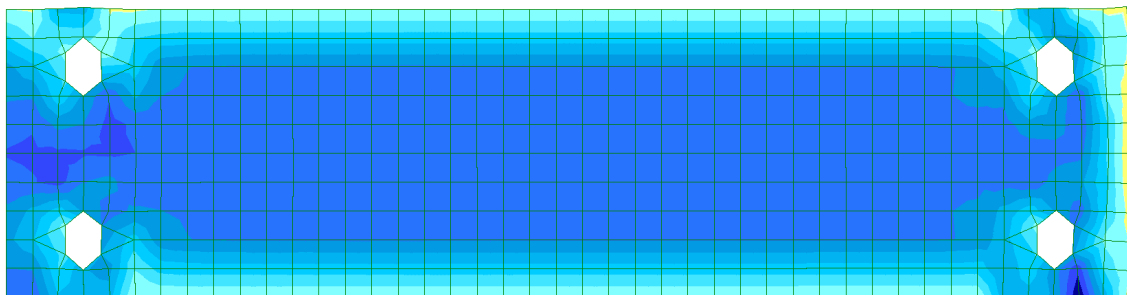


Fig. 5. The nature of compressive stress distribution

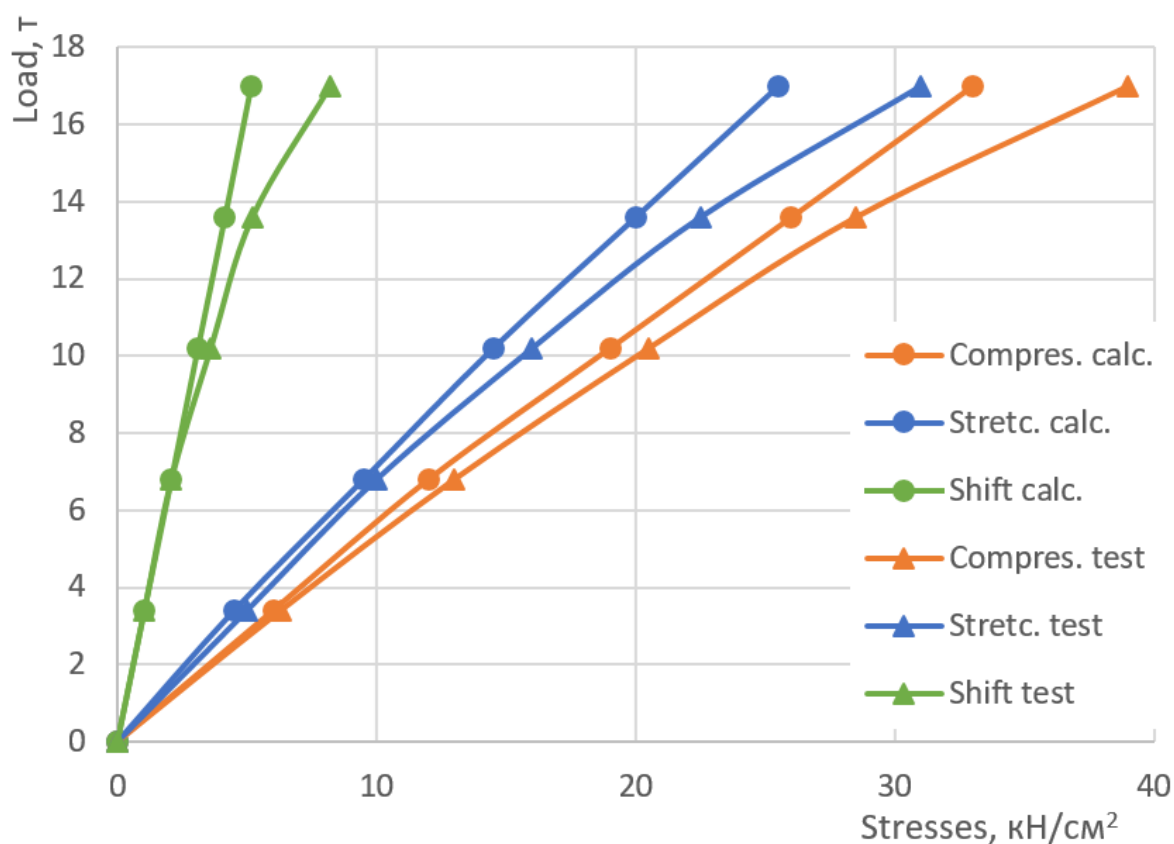


Fig. 6. Comparative graph of stresses

Conclusions:

1. The destruction of the samples occurs as a result of the wood crushing under the influence of the concentration of normal stresses near the holes for the nodal connector.
2. The nature of stress development in the area of the holes indicates that the determining force, which led to the loss of bearing capacity, is the compressive force.
3. The destructive load significantly exceeded the calculated resistance of glued wood, which makes it possible to optimize the cross-section of the dome rods, determined from the requirements of manufacturing technology and thermal insulation.
4. For a comprehensive analysis of the behaviour of the dome rods, it is necessary to test them for off-center compression and as a part of a nodal connection.

Reference

- [1] DBN V.2.6-161:2017 Dereviani konstruktsii. Konstruktsii budynkiv i sporud. – K: Minrehion Ukrainy, 2017. – 117 s.
- [2] Hilodo O. Y., Arsiriy A. M., Korshak O. M., Kovtun V. P. “Test of a net dome fragment”, “Modern Structures of Metal and Wood”, vol. 25, pp. 21-26, 2021.
- [3] Hylodo A. Iu., Arsyryi A. N., Kovtun V. P. “Effektyvnaia konstruktsiia dereviannoho zhyloho doma v vyde heodezycheskoho kupola s unyversalnim konnektorom”, (Effective structure of a wooden residential building in the form of a geodesic dome with a universal connector) “Vestnyk OHASA”, vol. 82, pp. 19-26, 2021.
- [4] Klimenko V. Z., Bielov I. D. Vyprobuvannia konstruktsii, obstezhennia ta monitorinh budivel i sporud / V. Z. Klimenko. – K.: Kondor, 2018. – 572 s.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ СІТЧАСТОГО КУПОЛА З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент,

gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Арсірій А.М., к.т.н., доцент,

arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Сьоміна Ю.А., к.т.н., доцент,

syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6330-0137

Олійник І.С., студент ПЦБ-525

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Для дослідження напружено-деформованого стану моделі сітчастого купола діаметром 4 м була підготовлена серія стрижнів з клеєної деревини для випробування на центральний стиск. Випробування виконували в лабораторії кафедри Металевих дерев'яних та пластмасових конструкцій. Напруження в характерних точках елементів визначали через деформації за допомогою тензорезисторів. Особливістю призматичних зразків була наявність в приопорних зонах концентраторів напружень у вигляді отворів для розташування універсальних конекторів [3]. Значні розміри моделі дозволили мінімізувати вплив масштабного фактору на отримані результати. Загальним висновком дослідження слід вважати високу несучу здатність зразків, що були випробувані. Руйнування зразків проходило в приопорній зоні внаслідок зминання деревини. Наступними задачами досліджень будуть оптимізація розмірів елементів і випробування моделі купола. На переріз елементів крім забезпечення несучої здатності, впливає необхідність отримання певних теплотехнічних характеристик огороження, тобто елементи купола повинні мати розміри, що дозволяють розмістити в їхній площині шар ефективного утеплювача. Окремим завданням залишається вибір покриття, яке може розглядатись виключно, як частина постійного навантаження на несучу систему, або як суцільна оболонка, що розкріплює каркас.

Ключові слова: випробування стрижнів сітчастого купола з клеєної деревини, випробування дерев'яних елементів на центральний стиск.

UDC 624.042

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-19-27

THE FEATURES OF DETERMINATION OF SEISMIC LOADS ON STEEL SILOS WITH A FLAT BOTTOM ACCORDING TO DBN V.2.6-221:2021

Makhinko A.V., ScD, Professor,

pasargada1981@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9147-7087

Makhinko N.O., ScD, Associated Professor

nataliia.makhinko@npp.nau.edu.ua, ORCID: 0000-0001-8120-6374

National Aviation University

Abstract. The article is devoted to the peculiarities of determination of seismic loads on steel silos with a flat bottom according to newly introduced DBN B.2.6-221:2021, harmonized with the global system of European codification Eurocode. The main focus is on the general methods of specifying seismic action and the principles of schematizing seismic action for analysis silos. The parameters of the acceleration spectra of the horizontal and vertical components of seismic load and their influence on formation of silos reaction in these directions are analyzed. The recommendations are given for accurate evaluations the inertia-stiff characteristics of silos with a flat bottom in height based on the analysis of their design features and physical and mechanical characteristics of the particulate material.

Keywords. steel silo, particulate solid, seismic loads, failure probability, soil accelerations, importance coefficient, asymmetric seismic pressure, response acceleration.

Introduction. Over the past ten years, Ukraine has been harmonizing its regulatory framework with the European-wide system of codification of construction design Eurocode. During this period, hundreds of normative documents of various sectoral subordination have already been implemented in domestic design practice. Until recently, the state governing bodies of the construction industry showed a certain liberal approach to project organizations: to design the object according to the state construction regulations or according to the norms of the united Europe. However, over time, the project "window of opportunity" in certain directions of construction began to close, clearly orienting engineers to the European approach.

Analysis of recent research and publications. In the field of agricultural construction, the new DBN V.2.6-221:2021 "Steel silos for grain with a corrugated wall" became the most significant regulatory document of recent times [1]. It became iconic thanks to two things: firstly, it is probably the shortest DBN of Ukraine, secondly, it has almost no meaningful or constructive part. In terms of form, it is a collection of references to Eurocode norms on the subject of analysis and design of silos; in fact, it is a document that solved the problem of choosing between domestic and European regulatory practice. From now on, only Eurocode. For the most part researches in this field presented by foreign publications [2-6].

Formulation of the problem. The European approach in general turned out to be a surprise for the stakeholders of agricultural construction. As they say: the bottom (read as engineers) cannot, and the top (read as manufacturers) do not want. The reason for this dualistic problem is quite simple. For engineers, it is an unwillingness to understand several dozens of standards that regulate the calculation of steel silos, and for manufacturers, it is an unwillingness to spend additional funds on the transition to the European system of reliability of buildings and structures.

Purpose and tasks. This article is a part of the great engineering and educational work of the authors [7-9], aimed at overcoming this regulatory and economic nihilism among the engineering and production community of Ukraine. Subjectively, it concerns the analysis of silos with a flat

bottom for seismic loads in accordance with the European Eurocode standardization system [10-13]. The main focus is on the general methods of normalizing seismic effects and the principles of schematizing seismic loads in silo calculations

The general description of seismic action. The analysis of seismic effects in accordance with section 2.1(1) DSTU-NB EN 1998-1 [11] is performed to comply with one of two main requirements: the no collapse requirement (abbreviated as NCR) and the damage limitation requirement (abbreviated as DLR). The seismic action is characterized by the probability P_R of its occurrence during the base period T_L expressed in years. The derivative characteristic of seismic impact is the average recurrence period T_R , which characterizes the frequency of earthquakes of the same intensity. These quantities are related by the following ratio:

$$T_R = \frac{T_L}{\ln(1 - P_R)}. \quad (1)$$

The **no-collapse requirement** (NCR) needs that the silo shall be designed and constructed to withstand the design seismic action without local or global collapse, thus retaining its structural integrity and a residual load bearing capacity after the seismic events. The design seismic action is characterized by the expected probability of exceedance $P_{NCR} = 0.1$ over the $T_L = 50$ years. According to expression (1), this corresponds to expected recurrence period of $T_{NCR} \approx 475$ years.

The **damage limitation requirement** (DLR) stipulates that the silo shall be designed and constructed to withstand a seismic action having a larger probability of occurrence than the design seismic action, without the occurrence of damage and the associated limitations of use, the costs of which would be disproportionately high in comparison with the costs of the silo itself. The seismic action to be taken into account for the “damage limitation requirement” has a probability of exceedance, $P_{DLR} = 0.1$ in $T_L = 10$ years. This corresponds to a recurrence period $T_{DLR} \approx 95$ years.

As a general rule, a **no-collapse requirement** (NCR) is adopted in silo seismic analysis, although a **damage limitation requirement** (DLR) may also be imposed for some storage, especially those located near critical infrastructure sites. The normative intensity of seismic effects in points of the macroseismic scale for the construction area is adopted in accordance with section NB. 2.5 of the National Appendix [13] based on a set of general seismic zoning maps of territory of Ukraine ZSR-2004. The set includes three main maps ZSR-2004-A, ZSR-2004-B and ZSR-2004-C, which are characterized by the following indicators of the probability of an earthquake of a given intensity:

- **ZSR-2004-A:** the probability of exceedance the normative seismic intensity during the $T_L = 50$ years – $P_R = 0.1$; corresponds to the average recurrence period $T_R \approx 475$ years;
- **ZSR-2004-B:** the probability of exceedance the normative seismic intensity during the $T_L = 50$ years – $P_R = 0.05$; corresponds to the average recurrence period $T_R \approx 1000$ years;
- **ZSR-2004-C:** the probability of exceedance the normative seismic intensity during the $T_L = 50$ years – $P_R = 0.01$; corresponds to the average recurrence period $T_R \approx 5000$ years.

The choice of a specific card depends on the class of consequences of the silo:

- ZSR-2004-A: silos of class consequence CC1 and CC2 at silo limit height 73.5 meters;
- ZSR-2004-B: silos of class consequence CC2 at a silo height from 73.5 to 100 meters;
- ZSR-2004-C: silos of class consequence CC3.

Taking into account that height of all currently known silos does not exceed 73.5 m, the ZSR-2004-B map is not used for structures of this class and maps A and C remain for seismic intensity. In addition, guided by our experience in assessing the class of silo consequences in accordance with norms [1, 14, 15], it can be asserted that the majority of silos of various sizes and structures belong to the class of consequences CC1, which allows us to limit ourselves only to the ZSR-2004-A map.

In addition, the construction site on which the silo will be installed must be classified according to the type of soil base. According to section 3.1.2 of the norms [11], seven types of soils are distinguished. The soil classification is performed according to the data of engineering and

geological investigations based on the average speed of propagation of seismic waves $v_{s,30}$ or the total sum of shock pulses during a standard penetration test. If the upper 30-meter soil layer is heterogeneous, then the average speed of the seismic wave is estimated by the expression:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_i h_i / v_i}, \quad (2)$$

where h_i and v_i denote the thickness (in meters) and shear-wave velocity (at a shear strain level of 10^{-5} or less) of the i -th formation or layer ($i = 1 \dots N$), in a total of N , existing in the top 30 m.

For sites with ground conditions matching either one of the two special ground types S1 or S2 (see classification [11]), special studies for the definition of the seismic action are required. For these types, and particularly for S2, the possibility of soil failure under the seismic action shall be taken into account.

The normative seismicity, expressed in points I_p , determines the calculated level of maximum accelerations a_{gR} of the base on which the silo is located. The value a_{gR} are used to determine inertial seismic loads, which are entered into the calculation of seismic resistance as static. The quantities I_p and a_{gR} are related by the following ratio:

$$a_{gR} / g = \alpha_g = 0.1 \cdot 2^{I_p - 7}, \quad (3)$$

where $g \approx 9.81 \text{ m/c}^2$ – is the acceleration of gravity; α_g – is the coefficient, which express the acceleration of the base of the silo in portions of acceleration of gravity (see table 1).

Table 1.

The relationship of base accelerations with seismicity, which is expressed in points

I_p	5	6	7	8	9	10
α_g	0.025	0.05	0.1	0.2	0.4	0.8
$a_{gR}, \text{ m/s}^2$	0.245	0.491	0.981	1.962	3.924	7.848

The design acceleration of the soil a_g , for seismic analysis of the silo and all its structural elements, is determined by the product:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I, \quad (4)$$

where γ_I – importance factor, which is accepted depending on the importance class of buildings in accordance with section 4.2.5 [11] and section NB. 2.13 of the National Annex [13], see table 2.

Table 2.

Importance classes for buildings

Class	Building descriptions	γ_I
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.	0.8
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories	1.0
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.	1.2
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.	1.4

According to the guidelines [12], the values of the importance factor can be set in National Annex to DSTU-EN [5]. However, the Ukrainian version [13] of these appendices does not contain any recommendations on the normalization of the factor γ_I . In this regard, for silos of different classes, in our opinion, it is possible to accept the importance class "I" with the value $\gamma_I = 0.8$.

The design acceleration a_g of the construction site soil on which the silo is located provokes the appearance of dynamic effects on the silo itself. The magnitude of these impacts depends on the inertia-stiffness characteristics of the silo and is characterized by the design spectrum of accelerations of the horizontal and vertical components of the seismic action. The horizontal reaction spectrum is described according to section 3.2.2.5 of the norms [11]:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \begin{cases} \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right), & \text{if } 0 \leq T < T_B; \\ \frac{2.5}{q}, & \text{if } T_B \leq T < T_C; \\ \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T}, \text{ but } \geq \frac{\beta}{S} & \text{if } T_C \leq T < T_D; \\ \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}, \text{ but } \geq \frac{\beta}{S} & \text{if } T \geq T_D, \end{cases} \quad (5)$$

where T – is the fundamental period of vibration of the silo for lateral motion in the direction considered; T_B , T_C , T_D – characteristic periods on the curves of the acceleration spectrums on Figure 1 and 2 with values according to the table 3; S – is the soil factor (see table 3); $\beta = 0.2$ – is the lower bound factor for the horizontal design spectrum; q – is the behavior factor (see below).

The values of periods T_B , T_C , T_D and the soil index S , which unambiguously describe the design spectrum of accelerations, depend on the type of soil and could be given in the national appendix [13]. However, there is no information on their rationing in the national annex. Instructions of section NB. 2.8 of the appendix [13] do not resolve the issue of normalization of parameters T_B , T_C , T_D , S and, moreover, contradict section NB. 2.9 and NB. 2.10 of the appendix [13]. In view of this, in the calculations of silos, it is necessary to accept the basic recommendations of norms [11]. According to these recommendations, two sets of parameters T_B , T_C , T_D , S should be considered, corresponding to type I and type II spectra. For earthquakes with a magnitude of surface waves less than 5.5, the spectrum of type II is adopted, for other cases - the spectrum of type I (see Table 3).

Table 3.

Parameters of horizontal spectra of soil response under seismic action

Ground type	Type 1 spectrum				Type 2 spectrum			
	S	T_B, s	T_C, s	T_D, s	S	T_B, s	T_C, s	T_D, s
A	1.0	0.15	0.4	2.0	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.2	0.15	0.5	2.0	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.15	0.20	0.6	2.0	1.5	0.1	0.25	1.2
D	1.35	0.20	0.8	2.0	1.8	0.1	0.30	1.2
E	1.4	0.15	0.5	2.0	1.6	0.05	0.25	1.2

Taking into account the set of seismic zoning maps of the territory of Ukraine, it is recommended to use type 1 for the design spectrum of the horizontal response of the ground. For

the vertical component of the seismic action, the design spectrum $S_{vd}(T)$ is given by expression (5) when the acceleration a_g is replaced by the acceleration a_{vg} of the ground in the vertical direction, and the soil factor S is taken equal to 1.0. Other parameters a_{vg} , T_B , T_C , T_D of the vertical reaction spectrum are taken according to the data in Table 4.

Table 4.

Parameters of vertical spectra of soil response under seismic action

Type spectrum	a_{vg} / a_g	T_B, s	T_C, s	T_D, s
Type 1	0.90	0.05	0.15	1.0
Type 2	0.45			

The examples of calculated design spectra of accelerations of horizontal and vertical components of seismic action, on the basis of which the silo analysis is performed, are shown below in Figure 1 and 2. The figure also shows the characteristic periods T_B , T_C , T_D which correspond to the places of changes in the shape of the spectra.

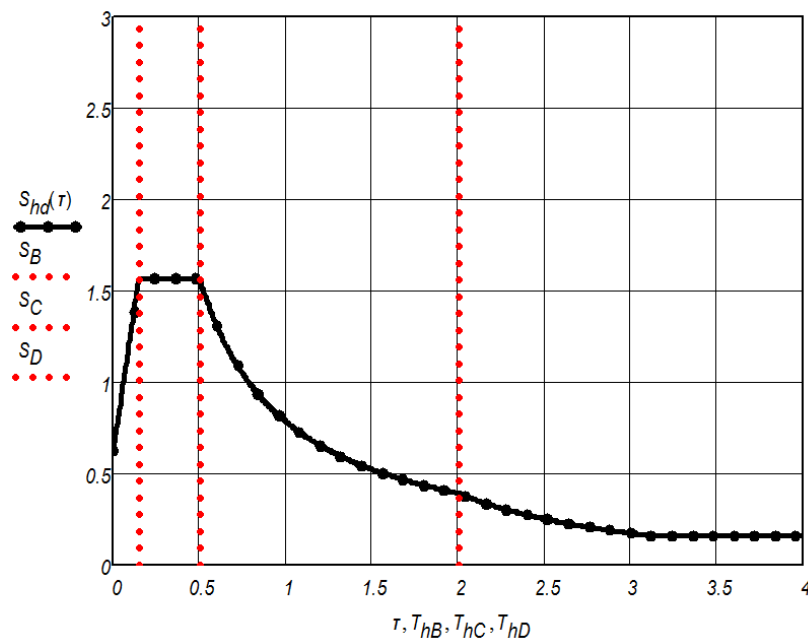


Fig. 1. The example of design spectrum of accelerations of the horizontal component of seismic action

The behavior factor q is an approximation of the ratio of the seismic forces that the structure would experience if its response was completely elastic with 5 % viscous damping, to the seismic forces that may be used in the design, with a conventional elastic analysis model, still ensuring a satisfactory response of the silo. The Values of the behavior factor with appropriate justification can be determined individually for each direction of seismic action. According to section 3.4 of the norms [6] and section 3.2.2.5(6) of the norms [5], the behavior factor for all directions of seismic action can be taken equal to 1.5.

With the accepted parameters of the reaction spectrum, design value of horizontal displacement of the base on which the silo is placed is determined according to section 3.2.2.4 of the norms [5]:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D. \quad (6)$$

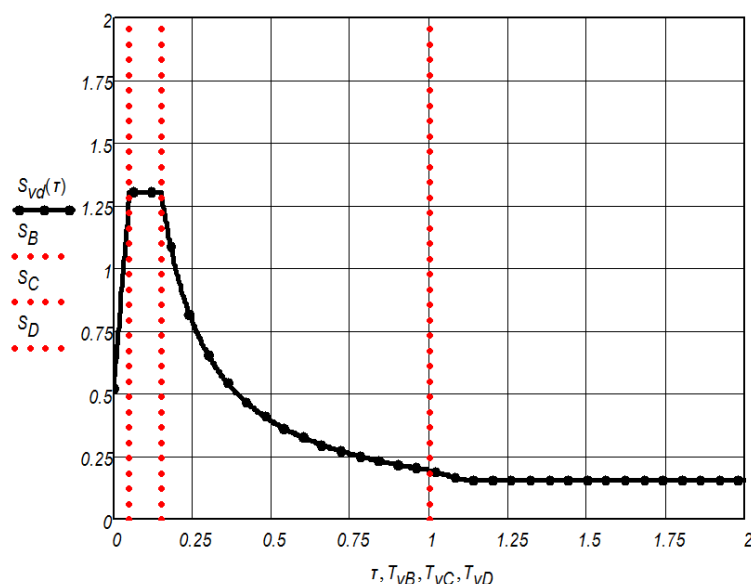


Fig. 2. The example of design spectrum of accelerations of the vertical component of seismic action

The seismic loads on the silo body. The loads from the action of seismic influences, described in the previous section, cause additional tensile forces in the sheets of the silo body due to the inertial interaction of the particulate material with the shell. The quantitative assessment of these loads is carried out in accordance with the general instructions of section 3 of DSTU-NB EN 1998-4 [12], by applying additional pressure in the places of contact of the stores contents with the shell sheets according to the trigonometric dependence:

$$\Delta_{ph,s}(y, \theta) = \Delta_{ph,so}(y) \cdot \cos \theta, \quad (7)$$

where θ – is the angle between the radial line to the point of interest on wall and the direction of the horizontal component of the seismic action; $\Delta_{ph,so}(y)$ – is the reference pressure:

$$\Delta_{ph,so}(y) = \alpha_y(y) \cdot \min \{ \min [H_a, 0.5d_c], 3y \}, \quad (8)$$

where H_a – is the silo body height; $\alpha_y(y)$ – is the ratio of the response acceleration $a_g(y)$ of the silos at a vertical distance y to the acceleration of gravity.

To determine accelerations, you can use the lateral force method, which is given in section 4.3.3.2.2 of DSTU-NB EN 1998-1 [11]. The possibility of its application involves the satisfaction of two requirements: the inertia-stiffness characteristics of the building are uniformly distributed along the height; the fundamental period of building vibration does not exceed 2.0 s or the product $4T_C$, where T_C is one of the characteristics of the design spectrum of accelerations of the horizontal component of seismic action, see above table 3. Taking into account that the storage product uniformly fills the volume of the silo in height, and the fundamental period of self-vibrations of the filled silo rarely exceeds 2.0 s, we can always consider these conditions satisfied a priori. Then the acceleration of any silo point located at the y level can be estimated assuming a linear dependence for the fundamental mode of self-vibrations:

$$a_g(y_i) = A_i \cdot F_b, \quad A_i = i / \sum_i i, \quad (9)$$

where i – is the ordinal number of the layer of sheets of the silo body (counting from the top) with their total number n_c ; F_b – is the seismic base shear force:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda, \quad (10)$$

where $\lambda = 0.85$ – is the correction factor (the factor accounts distribution of modal mass of silo); $S_d(T_1)$ – is the ordinate of the design spectrum (5) with an argument value equal to the fundamental period T_1 of natural vibrations of the filled steel silo; M – is the total weight of the

filled silo, which is easily expressed by the weight of one layer M_0 according to the formula (neglecting the own weight of the steel structures of the silo body):

$$M = M_0 \cdot n_c, \quad M_0 = 0.25 \cdot \gamma_{gu} \cdot \pi \cdot d_c^2 \cdot l_c \quad (11)$$

where γ_{gu} – is the upper characteristic value of the specific gravity of the particulate material in silo; l_c – is the height of one layer of silo; d_c – is the silo diameter.

The estimation of the total weight M is performed on the assumption that the equivalent surface of the storage product passes over the top of the silo body, i.e. without taking into account the equivalent height of the bulk cone h_0 . This was done in accordance with the provisions of section 3.3(4) of the norms [12], which recommend taking the weight of particulate material in the silo when it is subjected to seismic influences equal to 80% of its total weight. The volume of the storage product corresponding to the height h_0 is less than 20% of the weight of the silo when fully loaded, so the proposed assumption provides a result that is commonly called "safety margin".

The distribution of additional pressures $\Delta p_{ph,s}(y, \theta)$ along the perimeter of the silo is shown in Fig. 3. It should be noted that this pressure is not considered a separate load, as its appearance is caused by the inertial characteristics of the storage product, which exerts static axisymmetric pressure $p_h(z)$ on the silo body. At any point on the silo body, the sum of the static pressure $p_h(z)$ of the particulate material and the effect of the seismic action $\Delta p_{ph,s}(z, \theta)$ cannot be negative. In cases where the algebraic sum of the pressures $p_h(z)$ and $\Delta p_{ph,s}(z, \theta)$ is negative, it is necessary to redistribute the additional pressure in such a way that its sum with the pressure of the particulate material is not negative while maintaining the uniform force according to the pressure diagram in Figure 3 within the given height level z .

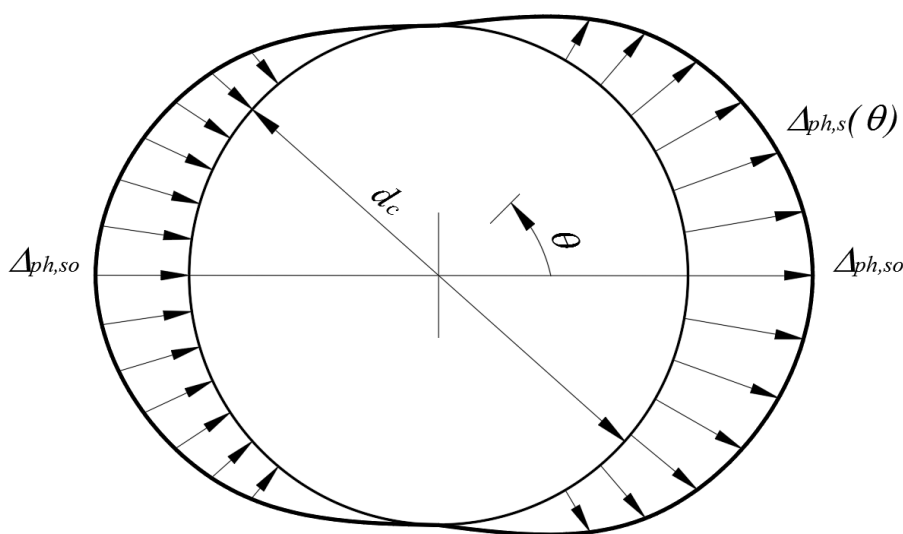


Figure. 3. The diagram of additional pressure distribution from seismic action along the silo body

Conclusion. The article examines the peculiarities of determining seismic loads on silos with a flat bottom in accordance with the newly introduced DBN B.2.6-221:2021, harmonized with the European Eurocode codification system. The main attention was paid to the methods of normalization of seismic actions and the principles of schematization of seismic loads on silos. The parameters of the spectra of soil accelerations for the horizontal and vertical components of the seismic action and their influence on the formation of reactions of silos in these directions were analyzed. The recommendations for evaluation the inertia-stiffness characteristics of silos with a flat bottom in height based on the analysis of their design features and physical and mechanical characteristics of the storage product are provided.

References

1. DBN V. 2.6-221: 2021. Structures of silos with a corrugated wall for grain. – K.: Minregion, 2022. – 7p.
2. Demir A. D. Simplified seismic response model for a bulk solid- silo-embedded foundation/soil system / A. D. Demir, R. Livaoglu // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. – 165 (2023). – 107664.
3. Yang J. Seismic performance of column-bearing silo structure with granular materials considering SSI effect // J. Yang, F. Zhang, P. Li, H. Jing // *Structures*. – 47 (2023) . – PP. 595-606.
4. Mehretehian A.M. Seismic response and failure modes of steel silos with isotropic stepped walls: The effect of vertical component of ground motion and comparison of buckling resistances under seismic actions with those under wind or discharge loads / A.M. Mehretehian, S. Maleki // *Engineering Failure Analysis*. – 120 (2021) . – 105100.
5. H. Jing, X. Wang, J. Yang, H. Chen, Static and seismic pressure of cylindrical steel silo model with granular materials / H. Jing, X. Wang, J. Yang, H. Chen // *Journal of Constructional Steel Research*. – 198 (2022) . – 107515.
6. Wang M. Probabilistic seismic fragility assessment of vertical storage tank with a floating roof / M. Wang, Z. Sun, J. Sun, L. Cui, Y. Wu // *Structures*. – 48 (2023) . – PP. 318-330.
7. Makhinko A. Steel silos for grain storage / A. Makhinko, N. Makhinko. – Kyiv, Stal, 2021. – 356 p.
8. Lapenko O.I. Features of silos calculations at asymmetric wind load by using momentless theory / O.I. Lapenko, A. Makhinko, N. Makhinko // *Tehnički glasnik*. – 13 1 (2019) . – PP. 12-15.
9. Makhinko A. Resource-saving steel hopper for loading of railway cars / A. Makhinko, N. Makhinko. – IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, 2021. – Vol. 1021. – 012021.
10. DSTU-N B EN 1990:2008. Eurocode. Basis of structural design (EN 1990:2002, IDT). - K.: Minregion, 2009. – 105 p.
11. DSTU-N B EN 1998-1:2010. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions, rules, structures. (EN 1998-1:2004, IDT). – K.: Minregion, 2014. – 304 p.
12. DSTU-N B EN 1998-1:2010. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. - Part 4. Silos, tanks and pipelines (EN 1998-4:2006, IDT). – K.: Minregion, 2014. – 103 p.
13. DSTU-N B EN 1998-1:2010 (Amendment №1). Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1. General rules, seismic actions, rules, structures (EN 1998-1:2004, IDT). – K.: Minregion, 2014. – 37 p.
14. DBN V. 1. 2-14:2018. General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures. – K.: Minregion, 2018. – 30 p.
15. ДСТУ 8855:2019. Buildings and structures. Determining the class of consequences (responsibility). – K.: DP "UkrNDNC", 2019. – 13p.

ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА СТАЛІВІ СИЛОСИ ІЗ ПЛОСКИМ ДНИЩЕМ ВІДПОВІДНО ДО ДБН В.2.6-221:2021

¹Махінько А.В., д.т.н., професор
pasargada1981@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9147-7087

¹Махінько Н.О., д.т.н., доцент
natalia.makhinko@npp.nau.edu.ua, ORCID: 0000-0001-8120-6374

¹Національний авіаційний університет

На протязі останніх десяти років Україна гармонізує свою нормативну базу із загальноєвропейською системою нормування розрахунків конструкцій Eurocode. За цей

період у вітчизняну практику проєктування вже імплементовано сотні нормативних документів різної галузевої підпорядкованості. Державні керівні органи будівельної галузі до недавнього часу проявляли до проєктних організацій певний ліберальний підхід: проєктувати об'єкт за державними будівельними нормами або за нормами об'єднаної Європи. Проте з часом, проєктне «вікно можливостей» по окремим напрямкам будівництва почало зачинятися, однозначно орієнтуючи проєктувальників на європейський підхід. В галузі сільськогоспо-дарського будівництва найбільш знаковим нормативним документом останнього часу став новий ДБН В.2.6-221:2021 «Сталеві силоси для зерна із гофрованою стінкою». Знаковим він став завдяки двом речам: по-перше, це, мабуть, самий короткий ДБН України, по-друге, він майже немає, ані змістовної, ані конструктивної частини. По суті – це сукупність посилань на норми Eurocode за тематикою розрахунку та проєктування силосів; по факту – це документ, який вирішив проблему вибору між вітчизняною та європейською нормативною практикою. Від нині, тільки Eurocode. Європейський підхід загалом виявився несподіванкою для стейкхолдерів сільськогосподарського будівництва. Як говориться: низи (вони же проєктувальники) не можуть, а верхи (вони же виробники) не хочуть. Причина цієї дуалістичної проблеми доволі проста. Для проєктувальників – це неготовність досягнути декілька десятків норм, які регламентують розрахунок сталевих силосів, а для виробників – небажання витрат додаткових коштів на перехід до європейської системи надійності будівель та споруд. Дана стаття є частиною великої інженерно-просвітницької роботи авторів, спрямованої на подолання цього нормативно-економічного нігілізму серед інженерно-виробничої спільноти України. Предметно вона торкається розрахунку силосів із плоским днищем на сейсмічні навантаження відповідно до європейської системи нормування Eurocode. Основна увага фокусується на загальних методах нормування сейсмічних впливів та принципах схематизації сейсмічних навантажень при розрахунку силосів.

Ключові слова. сталевий силос, сейсмічні навантаження, ймовірність руйнування, спектр прискорень ґрунту, коефіцієнт важливості, асиметричний сейсмічний тиск.

UDC 624.011.1:572.021:574

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-28-34

REVEALING TIMBER STRUCTURES POTENTIAL IN DECARBONIZATION OF LOW-RISE RESIDENTIAL BUILDINGS

Shekhorkina S.Y., ScD, Associated Professor,

svitlana.shekhorkina@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-4377-3746

Zinkevych O.H., PhD, Associated Professor,

zinkevych.oksana@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-3425-8216

Kovtun-Horbachova T.A., PhD, Associated Professor,

gorbacheva@mail.pgasa.dp.ua, ORCID: 0000-0002-0948-1299

Zhuk Y.V., student

zbkk@pgasa.dp.ua

Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. The article presents the results of theoretical studies on embodied carbon for load-bearing wall structures prevailing in low-rise buildings construction practice in order to reveal the potential of timber structures in decarbonization of the construction sector. Seven types of wall structures were considered in the study. CO₂ emissions were determined using the environmental product declarations for relevant materials considering sequential life-cycle stages (raw material supply, production and transportation of building products, construction process, building waste transportation and disposal) with regard to recycling benefits. A lightweight timber framed wall panel was shown to have minimum carbon emissions at each life-cycle stage leading to lowest total carbon embodied.

Keywords: carbon footprint, low-rise residential buildings, wall structures, life cycle, decarbonization.

Introduction. In 2019, the European Commission adopted the European Green Deal [1] as a new strategy for the development of all areas of the economy to achieve climate neutrality. The post-war reconstruction of Ukraine opens up wide opportunities for the transformation of the construction industry through the introduction of green construction technologies using low-carbon building materials. The creation of new quality dwellings, safe for the health of residents and the environment, will be especially relevant in rural communities that were destroyed during hostilities. Rationale of the choice of load-bearing elements of low-rise buildings for fast resource- and energy-efficient reconstruction can be performed by an advance assessment of the carbon footprint of the structural solutions prevailing in our country.

Recent publications review. A decarbonisation strategy covers the reduction of embodied carbon throughout the whole life cycle of a building. Today a lot of works by various scientists are devoted to transformation the construction industry into a decarbonized one. These studies involve the environmental performance of different types of buildings, and propose algorithms for evaluating and measures of minimizing the carbon footprint.

The article [2] analyzes the environmental indicators of industrial prefabricated buildings of various types. The authors define a carbon footprint that quantifies the sum of direct and indirect greenhouse gas emissions associated with the life cycle of buildings. In the article [3], the authors systematize the data available on the quantitative determination of the embodied carbon, and also demonstrate the use of a hybrid method of assessment the life cycle of buildings. Both papers provide the results comparison of determination the total carbon emissions for two construction technologies - traditional monolithic reinforced concrete and prefabricated reinforced concrete panels. The advantages of the panelized prefab system are also demonstrated in the work [4].

The authors [5] offer an extensive review of embodied energy and carbon data for

223 building materials based on environmental product declarations, focusing on innovative and insulating materials.

Recently, it also begun to appear studies on the carbon footprint of buildings built using wood as an ecological and sustainable material. In the article [6], the authors analyzed the carbon footprint for lightweight timber-framed residential buildings, which are representative of the USA. The authors of [7] propose increasing the use of wood in construction as a future strategy for reducing embodied greenhouse gas emissions by buildings. This study systematizes already published data on greenhouse gas emissions during the life cycle of timber houses. In the article [8], the authors report on the study of the potential for reducing greenhouse gas emissions in the construction sector by replacing steel and concrete building structures with timber ones, as well as traditional construction with prefabricated structures. The results of [9] research confirm the positive effect of using prefabricated timber frame systems in multi-story construction.

All the studies analyzed confirm that the reduction of the carbon footprint of buildings can be planned and achieved at the early design stage through the appropriate selection of materials with minimal emissions at all life cycle stages and a high potential for reuse and recycling after demolition. As the timber has high ecological characteristics, its application in low-rise construction can significantly reduce the carbon footprint in recovery of rural communities of Ukraine. For the widespread implementation of decarbonized structural solutions using timber in construction practice, it is necessary to obtain visible data that will demonstrate their advantages for private developers. In respect of above, the purpose of the work is to study the carbon footprint of load-bearing wall structures of low-rise buildings, taking into account energy efficiency requirements.

Materials and methods. Quantitative assessment of the environmental impact of construction products is performed according to European standard EN 15978:2011 [10]. It considers the whole life cycle, which includes four main stages: production; construction; operation; end of life. Separately, it is recommended to take into account the potential benefits of reuse or recycling after dismantling. The methodological basis of the calculations is environmental product declarations (EPD), which contain data on the carbon footprint of specific products at all life-cycle stages. Since the basis of resource-efficient buildings is also the reduction of energy consumption, along with the assessment of emissions, it is necessary to comply the requirements for heat transfer resistance.

The methodology of this study consisted of the following stages: 1) the selection of types of load-bearing wall structures of low-rise buildings for an analysis; 2) specification of geometric parameters in accordance with the requirements of minimum heat transfer resistance ($R_{\min}=4.0 \text{ m}^2\cdot\text{K/W}$) [11]; 3) determination of material consumption by each type per typical unit; 4) inventory of the carbon footprint of materials through EPD [12]; 5) calculation and comparative analysis of the carbon footprint of wall structures.

The following types of load-bearing wall structures were chosen as the most typical in low-rise construction: CT1 - brickwork with external expanded polystyrene foam insulation and plaster facing; CT2 - brickwork with external mineral wool insulation and ceramic bricks facing; CT3 - aerated concrete blocks masonry with external expanded polystyrene foam insulation and plaster facing; CT4 - aerated concrete blocks masonry with external mineral wool insulation and ceramic bricks facing; CT5 - light gauge steel framed panel with internal mineral wool insulation and drywall facing; CT6 – lightweight timber framed panel with internal mineral wool insulation between drywall and oriented strand board facing; CT7 – structural insulated panel with insulating polystyrene foam core between two oriented strand board structural facings.

The geometric parameters of the wall structures were refined before determining the CO_2 emissions considering the new requirements for the minimum heat transfer resistance. The thickness of the insulation was determined to adjust the cross-section dimensions of the lightweight metal profiles and lumber. The thickness of masonry made of bricks and aerated concrete blocks were 380 mm for all cases. For the heat transfer resistance calculation the methodology of [11] was used to determine the of wall structures of low-rise residential buildings.

The quantities of materials for each type of wall structure was determined based on the assumption of the standard size of a wall panel in frame construction, which is 1.2 x 2.5 m (width x height). These dimensions were considered as a typical unit for determination the carbon footprint. Material quantities for a typical unit of wall structure were represented as a self-weight.

Data on heat transfer resistance, components and material quantities for typical unit of load-bearing wall structures considered are summarized in table 1.

Table 1. Data on heat transfer resistance, components and material quantities for typical unit of load-bearing wall structures

Wall structure	Heat transfer resistance, $R, m^2 \cdot K/W$	Components and materials of load-bearing wall structures	Density of material, kg/m^3	Self-weight of material for a typical unit, kg
CT1	4,17	Ceramic brick – 380 mm	1600	1824
		Extruded polystyrene foam – 120 mm	35	12,6
		Sand Cement Plaster – 20 mm	1800	108
CT2	4,03	Ceramic brick – 380 mm	1600	1824
		Mineral wool – 120 mm	100	36
		Ceramic facing brick – 120 mm	1300	468
CT3	4,57	Aerated concrete blocks – 300 mm	400	360
		Extruded polystyrene foam – 50 mm	35	5,25
		Sand Cement Plaster – 20 mm	1800	108
CT4	4,56	Aerated concrete blocks – 300 mm	400	360
		Extruded polystyrene foam – 50 mm	35	5,25
		Ceramic facing brick – 120 mm	1300	468
CT5	4,91	OSB – 18 mm	1000	54
		Light gauge steel profile– 1,0 mm 50x200 mm (3 pcs.)	2.34 kg/l.m.	17,6
		Mineral wool – 200 mm	100	60
		Drywall – 12,5 mm	800	30
CT6	4,23	OSB – 18 mm	1000	54
		Sawn timber - 50x175 mm (3 pcs.)	600	39,4
		Mineral wool – 170 mm	100	51
		Drywall – 12,5 mm	800	30
CT7	4,56	OSB – 18 mm	1000	54
		Sawn timber - 50x150 mm (2 pcs.)	600	26,25
		Extruded polystyrene foam – 150 mm	35	15,75
		OSB – 18 mm	1000	54

For further calculation of the carbon footprint of the wall structures cases adopted for low-rise buildings based on EPD, the amount of CO₂ emissions (kgCO₂eq) was determined considering the following stages of the product life cycle: C_{be} – raw material supply and production of building products; C_{bt} – building products transportation to the site; C_{bp} – construction process; C_{d1} – building waste transportation; C_{d2} – building waste disposal; C_r – recycling benefits.

Emissions during operation and dismantling were not included in the analysis. The first one, because the study examines a typical unit of a wall structure without reference to a specific architectural and planning solution of a low-rise building, engineering and technical equipment and other characteristics that determine the generation of emissions during this stage of the life cycle. The second one, due to the fact that CO₂ emissions on this stage are caused by the operation of machines or mechanisms, while their amount, types and terms of operation will depend on the

volume of disassembly, which in turn also corresponds to specific parameters of a low-rise building.

A special feature of the EPD [12] is the presentation of the carbon footprint using different units of measurement for different products. For example, data are given per 1 ton of material for brick and light gauge steel profile, per 1 m³ of aerated concrete block, OSB and wood, per 1 m² of extruded polystyrene foam, mineral wool and plasterboard, and per 1 kg of plaster. In addition, different manufacturers use different distances to estimate emissions at the transportation stage, which depends on the specifics of the market.

In order for the obtained results on the carbon footprint to be comparable, the EPD data [12] were recalculated per weight of 1 kg and a distance of 100 km for each material. The data obtained on the carbon footprint of wall structures materials after all estimations are presented in the table 2.

Table 2. Estimated data on the carbon footprint of wall structures materials

Material	CO ₂ emissions, kgCO ₂ eq/kg, for considered life-cycle stages					
	C _{be}	C _{bt}	C _{bp}	C _{d1}	C _{d2}	C _r
Ceramic brick	0,147	1,412541	0,000143	0,00649	0,00339	-0,00563
Aerated concrete block	0,336	4,209302	0,0022	0,00416	0,0048	-0,00366
Ceramic facing brick	0,147	14,26667	0,000143	0,00649	0,00339	-0,00563
Sand Cement Plaster	0,394	0,0072	0,0417	0,00829	0,0148	-0,00224
Extruded polystyrene foam	2,742	0,052975	0,01856	0,00774	3,3978	-1,41
Mineral wool	0,80586	2,0942	0,01944	0,001998	0,00828	-0,03078
OSB	0,1717	3,363995	0,08704	0,007514	0,5457	-0,4862
Drywall	0,2268	0,039357	0,03024	6,108E-17	2,928E-14	-3,324E-14
Light gauge steel profile	2,58	8	0,0498	0,017	0,00326	-0,0015
Sawn timber	0,058859	3,18	0,003238	0,00303462	0,00143177	-0,211813

Results. The carbon emissions of the particular wall structure at separate stage of the life-cycle were calculated as the sum of the products of the self-weight of each material composing the wall and the corresponding material CO₂ emissions. As a result of calculations, data on carbon dioxide emissions for every single stage of the life cycle as well as the total carbon footprint for each considered type of load-bearing wall structure of low-rise buildings were obtained. The data calculated are presented in table 3. Comparative diagram of total carbon footprint considering the heat transfer resistance of wall structures is presented on figure 1.

Table 3. Carbon emissions for considered life-cycle stages and the total carbon footprint for load-bearing wall structures of low-rise buildings

Wall structure	CO ₂ emissions, kgCO ₂ eq/typical unit, for considered life-cycle stages						
	C _{be}	C _{bt}	C _{bp}	C _{d1}	C _{d2}	C _r	Total CO ₂
CT1	345,23	2577,92	5,00	12,83	50,59	-28,28	2963,30
CT2	365,93	9328,67	1,03	14,95	8,07	-14,01	9704,63
CT3	177,91	1516,40	5,39	2,43	21,16	-8,96	1714,34
CT4	204,15	8192,43	0,96	4,58	21,15	-11,35	8411,91
CT5	4605,23	576,01	883,25	299,73	87,34	-54,50	6397,05
CT6	59,49	297,02	6,62	0,51	29,89	-27,82	365,70
CT7	63,28	447,62	9,78	1,01	112,49	-80,28	553,90

*t.u. is a typical unit.

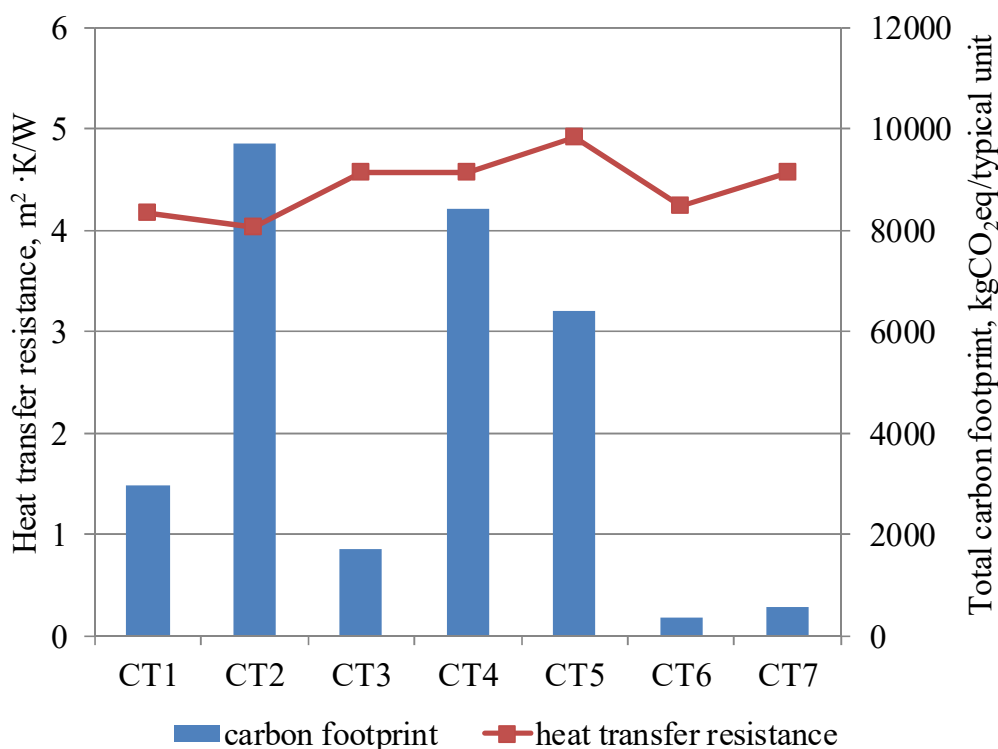


Fig. 1. Comparative diagram of total carbon footprint considering the heat transfer resistance of wall structures

Conclusions. From the data obtained, it can be seen that the highest emissions at the production stage of correspond to the CT5 wall structure with light gauge steel profile and mineral wool insulation ($C_{be}=4605.23$ kgCO₂eq/t.u.), while for other types this value is several times lower namely 345.23 and 365.93 kgCO₂eq/t.u. for CT1 and CT2 brick walls; 177.91 and 204.15 kgCO₂eq/t.u. for CT3 and CT4 walls made of aerated concrete blocks.

At the stage of transportation of building materials, the largest emissions have both variants of walls with ceramic brick facing which equal to $C_{bt}=9328.67$ kgCO₂eq/t.u. for CT2 ceramic brick wall and $C_{bt}=8192.43$ kgCO₂eq/t.u. for CT4 wall with aerated concrete blocks. Emissions for the CT1 wall are also significant, amounting to $C_{bt}=2577.92$ kgCO₂eq/t.u., as well as for CT3 wall, amounting to $C_{bt}=1516.40$ kgCO₂eq/t.u.

As for the stages of construction process and building waste transportation, it can be seen that for all wall types the emissions are not significant and vary within $C_{bp}=1.03..9.78$ kgCO₂eq/t.u. and $C_{dl}=0.51..14.95$ kgCO₂eq/t.u.. The exception is the CT5 variant with light gauge steel profile, which is characterized by emissions of $C_{bp}=883.25$ kgCO₂eq/t.u. and $C_{dl}=299.73$ kgCO₂eq/t.u.

The highest emissions of carbon dioxide when storing waste in landfills are created by CT7, CT5 and CT1 structures, which are insulated with extruded polystyrene foam, $C_{d2}=112.49$ kgCO₂eq/t.u.; 87.34 kgCO₂eq/t.u. and 50.59 kgCO₂eq/t.u., respectively.

The minimum carbon emissions at all stages corresponds to the lightweight timber framed panel (CT6 type) which reveal its effectiveness for low-rise buildings decarbonization.

The largest values of total carbon footprint associate with the walls with ceramic brick facing and equal to 9704.63 kgCO₂eq/t.u. for CT2 brick wall and 8411.91 kgCO₂eq/t.u. for CT4 wall with aerated concrete blocks. Lightweight timber framed wall panel (CT6 type) is characterized by the minimum carbon footprint of 365.70 kgCO₂eq/t.u. with the optimal respective value of heat transfer resistance $R=4.23$ m² K/W.

The data obtained on embodied carbon confirm the high potential of timber structures in achieving the goals of decarbonization in the construction sector, creating resource-efficient recyclable building structures withal ensuring the energy efficiency of buildings.

References

- [1] Delivering the European Green Deal. *European Commission*. [Online]. Available at: https://commission.europa.eu/strategy-and-policy/priorities-2019-2024/european-green-deal/delivering-european-green-deal_en. [Accessed: 07 May 2023].
- [2] E. Bonamente, F. Cotana. Carbon and energy footprints of prefabricated industrial buildings: A systematic life cycle assessment analysis. *Energies*. Vol. 8, no. 11, pp. 12685–12701, 2015.
- [3] W. M. Omar, J.-H. Doh, K. Panuwatwanich, D. Miller. Assessment of the embodied carbon in precast concrete wall panels using a hybrid life cycle assessment approach in Malaysia. *Sustainable Cities and Society*, vol. 10, pp. 101–111, 2014.
- [4] H. X. Li, M. Naseri Esfahani, M. Gul, H. Yu, D. Mah, M. Al-Hussein. Carbon footprint of panelized construction: An empirical and comparative study. *Construction Research Congress 2014*, 2014.
- [5] G. Grazieschi, F. Asdrubali, G. Thomas. Embodied Energy and carbon of building insulating materials: A critical review. *Cleaner Environmental Systems*. Vol. 2, p. 100032, 2021.
- [6] P. Adhikari, H. Mahmoud, A. Xie, K. Simonen, B. Ellingwood. Life-cycle cost and carbon footprint analysis for light-framed residential buildings subjected to tornado hazard. *Journal of Building Engineering*. Vol. 32, p. 101657, 2020.
- [7] C. E. Andersen, F. N. Rasmussen, G. Habert, H. Birgisdóttir. Embodied GHG emissions of wooden buildings—challenges of biogenic carbon accounting in current LCA methods. *Frontiers in Built Environment*. Vol. 7, 2021.
- [8] A. Padilla-Rivera, P. Balnchet. Carbon footprint of pre-fabricated wood buildings. *Blucher Design Proceedings*, 2017.
- [9] S. Shekhorkina, M. Savytskyi, Y. Yurchenko, O. Koval. Analysis of the environmental impact of construction by assessing the carbon footprint of buildings. *Environmental Problems*. Vol. 5, no. 3, pp. 174–178, 2020.
- [10] EN 15978:2011. Sustainability of construction works - Assessment of environmental performance of buildings. Calculation method. [valid from 2011-11-30]. European Committee for Standardization, 2011. 64 p.
- [11] DBN V.2.6-31:2021. Teplova izoliatsiia ta enerhoefektyvnist budivel [valid from 2022-01-09]. Kyiv : Ministerstvo rozvytku hromad ta terytorii Ukrainy, 2022. 27 p.
- [12] “The International EPD System,” EPD International. [Online]. Available: <https://www.environdec.com/>. [Accessed: 07-May-2023].

ВИЯВЛЕННЯ ПОТЕНЦІАЛУ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ДЕКАРБОНІЗАЦІЇ МАЛОПОВЕРХОВИХ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ

Шехоркіна С.Є., д.т.н., доцент,
svitlana.shekhorkina@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-4377-3746

Зінкевич О.Г., к.т.н., доцент,
zinkevych.oksana@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-3425-8216

Ковтун-Горбачова Т.А., к.т.н., доцент,
gorbacheva@mail.pgasa.dp.ua, ORCID: 0000-0002-0948-1299

Жук Є. В., студент
zbkk@pgasa.dp.ua

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

В 2019 році Європейською комісією було прийнято Європейський Зелений Курс як нову стратегію розвитку всіх сфер економіки для досягнення кліматичної нейтральності. Післявоєнна відбудова України відкриває широкі можливості до трансформації будівельної галузі шляхом впровадження зелених технологій будівництва із використанням будівельних

матеріалів з низьким вмістом вуглецю. З огляду на екологічні характеристики деревини, її використання в малоповерховому будівництві може сприяти істотному зменшенню вуглецевого сліду при відновленні сільських громад України. Для широкого запровадження в будівельній практиці декарбонізованих конструктивних рішень з використанням деревини необхідне отримання наочних даних, що демонструватимуть їх переваги для приватних забудовників.

Розрахунок вуглецевого сліду стінових конструкцій малоповерхових будівель виконувався на типову одиницю розміром 1.2x2.5 м (т.о.) з дотриманням рекомендацій європейських норм EN 15978:2011 для наступних етапів життєвого циклу: S_{be} – виробництво будівельних матеріалів; S_{bt} – транспортування будівельних матеріалів; S_{bp} – будівельно-монтажні роботи; S_{d1} – транспортування будівельних відходів; S_{d2} – зберігання відходів на звалищах; S_r – зменшення викидів від рециклінгу. До аналізу не були включені викиди на етапі експлуатації та демонтажу.

Згідно отриманих даних найбільшими викидами на етапі виробництва будівельних матеріалів характеризується стінова конструкція СТ5 з ЛСТК та утепленням з мінеральної вати $S_{be}=4605,23$ кгCO₂екв/т.о., тоді як для інших типів ця величина є на порядок нижчою – для стін із цегли 345,23 та 365,93 кгCO₂екв/т.о., для стін з газобетонних блоків 177,91 та 204,15 кгCO₂екв/т.о. На стадії транспортування будівельних матеріалів найбільші викиди мають обидва варіанти стін з облицюванням керамічною цеглою – $S_{bt}=9328,67$ кгCO₂екв/т.о. для стіни СТ2 з цегли керамічної та $S_{bt}=8192,43$ кгCO₂екв/т.о. для стіни СТ4 з газобетонного блоку. Так само істотними є викиди для стіни СТ1, що становлять $S_{bt}=2577,92$ кгCO₂екв/т.о., та СТ3, які дорівнюють $S_{bt}=1516,40$ кгCO₂екв/т.о. Що стосується стадій виконання будівельно-монтажних робіт та транспортування будівельних відходів, то для всіх варіантів стін викиди не є значними і варіюються в межах $S_{bp}=1,03..9,78$ кгCO₂екв/т.о. та $S_{d1}=0,51..14,95$ кгCO₂екв/т.о. Виключенням є варіант СТ5 з ЛСТК, який характеризується викидами $S_{bp}=883,25$ кгCO₂екв/т.о. та $S_{d1}=299,73$ кгCO₂екв/т.о. Найбільші викиди вуглекислого газу при зберіганні відходів на звалищах утворюють конструкції СТ7, СТ5 та СТ1, які мають утеплення екструдованим пінополістиролом – $S_{d2}=112,49$ кгCO₂екв/т.о., 87,34 кгCO₂екв/т.о. та 50,59 кгCO₂екв/т.о. відповідно. Мінімальні значення викидів на всіх етапах мають стіни у вигляді дерев'яних каркасно-щитових панелей.

Підсумкове значення вуглецевого сліду є найбільшим для стін з облицюванням керамічною цеглою і складає 9704,63 кгCO₂екв/т.о. для цегляної стіни СТ2 та 8411,91 кгCO₂екв/т.о. для газобетонної стіни СТ4. Мінімальний вуглецевий слід 365,70 кгCO₂екв/т.о. при оптимальному значенні опору теплопередачі $R=4,23$ м² К/Вт має каркасно-щитова панель з дерев'яним каркасом з внутрішнім шаром утеплювача з мінеральної вати.

Отримані дані про викиди вуглецю підтверджують високий потенціал дерев'яних конструкцій у досягненні цілей декарбонізації в будівельному секторі, створюючи ресурсозберігаючі будівельні конструкції, що придатні до повторного використання (рециклінгу), із забезпеченням енергоефективності будівель.

Ключові слова: вуглецевий слід, малоповерхові житлові будинки, стінові конструкції, життєвий цикл, декарбонізація.

UDC 624.012.4: 624.072.4

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-35-40

**DEFORMABILITY OF STEEL REINFORCEMENT OF DAMAGED
CFRP-STRENGTHENED BEAMS UNDER THE ACTION OF CYCLIC LOADING****Somina Yu.A.**, PhD, Associated Professor

syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6330-0137

Karpiuk I.A., PhD, Associated Professor

irina.carpuyuk@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-3480-0968

Antonova D.V., PhD student

antonova.dv@ukr.net, ORCID: 0000-0001-9021-857X

¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

4, Didrihson street, Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. In the article are presented the main results of experimental studies of deformability of the reinforcement of common damaged and brought, in the course of the previous tests, to the critical state by the 1st group r.c. beams reinforced with carbon fibre (CFRP) sheet in the lower tensioned zone and on the support area.

Namely, according to the results of the experiment, using the COMPEX program, adequate mathematical models of the deformations of steel reinforcement of CFRP-strengthened reinforced concrete specimens-beams under the action of low-cycle sign-constant loading were derived, that reflect the influence of these factors both individually and in interaction with each other. Analyzing these models, the features of the development of tensile reinforcement in the specified conditions, were established. In particular, the factors that have the greatest influence on deformations are the relative shear span and the level of low-cycle loading. As compared with the series of tests of ordinary r.c. samples, presence of the external CFRP strengthening reduced deformation of the tensioned steel reinforcement by 1.65 times on the average. There occurs a re-distribution of the tension forces between them.

Keywords: steel reinforcement, beam, carbon fibre-reinforced polymer sheet (CFRP), cyclic loading, deformations, mathematical model.

Introduction. The main difference between cyclic loads and static short-term ones is the occurrence of residual deformations and their further accumulation from cycle to cycle. Concrete and reinforcement deformations in bending elements are stabilized and gain a slight increase before the destruction stage at certain load cycles within the exploitation levels. However, for example, when reinforced concrete beams works outside the exploitation levels, the development of the main deformability characteristics of these elements may not be so predictable. Furthermore, the influence of cyclic loads of different levels increases the values of deformations of reinforced concrete structures in comparison with the action of short-term load that must be taken into account in the design. Moreover, there is no studies about workability of steel reinforcement in structures with strengthening their tensioned parts with CFRP. Therefore, the accumulation of experimental data and their analysis is an advisable and useful scientific task.

Analysis of recent researchs and publications. A large number of scientists who have devoted their works to this team confirmed that low-cycle loads increase the value of reinforcement and concrete deformations – by 10-15% [1-5]. This is mainly due to the accumulation of residual deformations. Besides, most authors tend to idea that the strength and deformation characteristics of concrete and reinforced concrete structures under cyclic loads are significantly influenced by the load mode [6, 7]. However, scientists have not established a clear limit of the cyclic load levels, which changes the stress-strain state of the experimental elements that thus requires additional study. Resistance of the span r.c. CFRP-strengthened structures subject to low-cycle repeated high-level loading that have been damaged in operation or in military hostilities was not studies at all. Therefore, the research along this line is important and up-to-date.

Materials and methods of research. In accordance with the adopted methodology the in-situ

test is accomplished with the use of 4-factor 3-level B4 plan of Box-Behnken. The factors have been varied according to the data elicited from the literature review which shown that the most influential factor x_1 is the value of the relative span of the section a/h_0 , which was varied at three levels: $a = h_0, 2h_0$ and $3h_0$. The next influential by value factor is, as a rule, such design factor as the grade of heavy concrete: $x_2 \rightarrow C16/20, C30/35, C40/55$, and the third factor – the value (quantity) of the transverse reinforcement in the support areas: $x_3 \rightarrow \rho_w = 0.0016; 0.0029; \text{ and } 0.0044$. The fourth factor was assumed to be the external action factor x_4 and a level of the reversal load: $\eta = \pm 0.50; \pm 0.65; \pm 0.80$ of the actual bearing capacity.

The samples were tested according to the pattern of a single span simply supported beam which was intermittently loaded from the top and from the bottom by two point forces without any changes in the beam position. Deformations of the reinforcement of the test samples were measured with the aid of dial indicators having a division value 0.001 mm and 0.01mm accordingly.

Before the main experiment the 25 test beams (twin beams) of the first series were tested in turn for action of a single-time short-period stage-wise increasing loading, practically, up to destruction. Afterwards, the similar beams of the second and third series were tested subject to reversal and non-reversal low-cycle transverse loading of the defined levels according to the test assumption $N = 20$ cycles; afterwards the sample was additionally loaded, practically, until destruction or achievement of the critical level, if that had not happened earlier during the previous cycles. After the tested samples were strengthened with CFRP sheets Sika® Wrap® - 231C according to the Sika technology (ser. 5). The construction of strengthening is shown in Fig. 1.

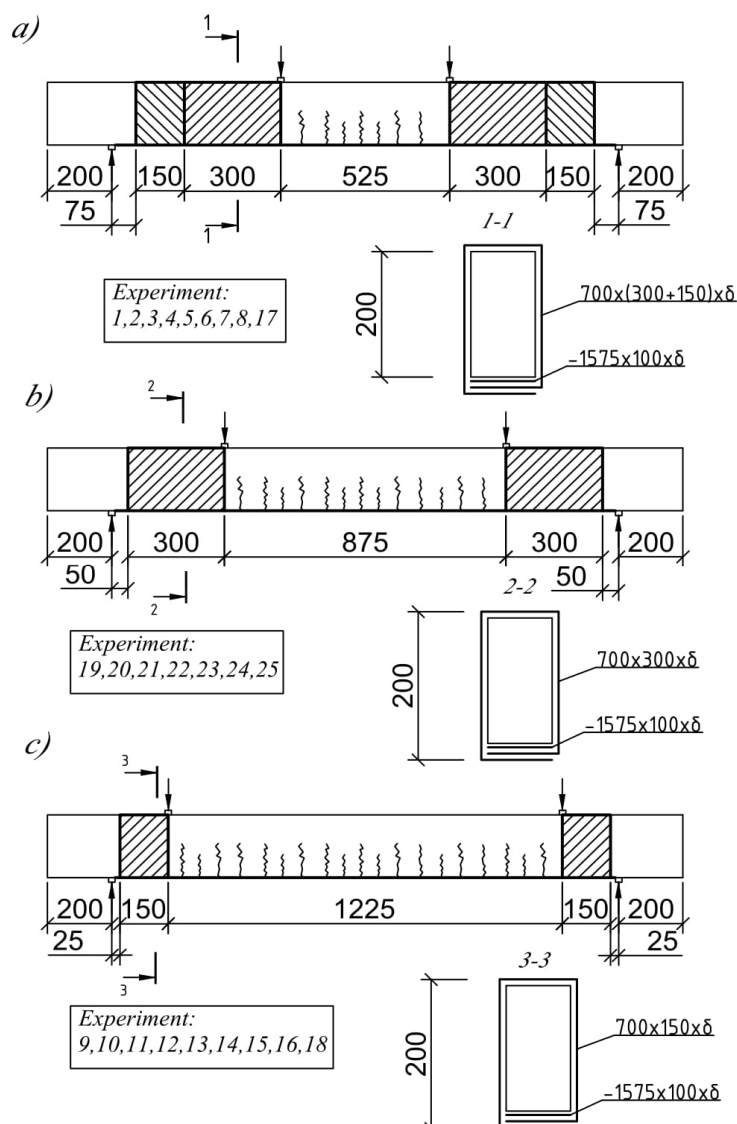


Figure 1. Patterns of strengthening the lower tensioned zones and support areas of the damaged r.c. beams of 3rd series with large (a), medium (b) and small (c) shear spans

The strengthened with external CFRP beams of series 5 were tested according to the same methodology as the beams of series 3 [6].

Research results. When performing experimental studies direct measurements of deformations of tensioned working reinforcement in the span middle (in the pure bend zone) were made, as well as the averaged evaluation of the deformation of the support zone transverse reinforcement in the tested beam samples. Diagrams illustrating experimental and analytical relative deformations were constructed for each tested r.c. elements after each cycle of repeated loading of the corresponding levels, including the stage immediately preceding the failure [7].

It was experimentally established that the values of relative deformation of the materials after each repeated loading cycle considerably increase upon reaching a certain level and residual deformation accumulate until their stabilization which, as a rule, takes place after 4...8 loading cycles. Generally, in the second and third loading cycles occur 15...25% more, and in the 4...8 cycles – only 5...10% of these deformations. At that, the low-cycle loading action considerably impacts the stress-strain state of the tested beams. In some tested samples that had large shear spans and were subjected to high levels of repeated loading ($\eta=0,8$) there occurred no stabilization of the residual deformations of the reinforcement and their failure, as non-overreinforced elements, took place in the normal sections as a result of the yield of the longitudinal working reinforcement or both due to the reinforcement yield and crushing of the compressed zone concrete.

Deformation of the tensioned longitudinal working reinforcement takes place. The tests proved that the residual deformations in such reinforcement reach $(20...50) \cdot 10^{-5}$ and are stabilized to 4...8 cycles when the beams were unloaded to zero in the first cycles.

Residual deformations in the transverse reinforcement comprised 25...60% of the total deformations. Their greatest increment was recorded in the first cycle ($\approx 20...50\%$) and at additional loading in the last cycle. Due to reduction of plastic deformations the accumulation process of residual deformations in the support zone at stable level of low-cycle transverse loading fades gradually. Deformations in the transverse reinforcement stabilize, as a rule, before the 4...8 cycle of such loading.

Processing of the obtained data on the relative deformations of the working reinforcement in the pure bend zone of beams after their stabilization at a corresponding level of low-cycle loading as well as before their failure at $\eta=0.95F_u$ following the indicated methodology allowed of obtaining the following mathematical models:

- for the working steel reinforcement of A500C class in common and strengthened beams subject to the preset levels of loading η_1 of series 1, 3 and 5, accordingly:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,1}^{\eta_{Fu1}}) = (195 + 48x_1 + 10x_2 + 9x_3 + 32x_4 - 25x_1^2 - 9x_2^2 - 5x_3^2 - 15x_4^2 + 15x_1x_3 + 10x_1x_4) \cdot 10^{-5}, \quad (1)$$

$\nu = 5,3\%$,

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,3}^{\eta_{Fu1}}) = (210 + 52x_1 + 16x_2 + 10x_3 + 34x_4 - 26x_1^2 - 10x_2^2 - 5x_3^2 - 16x_4^2 + 16x_1x_3 + 10x_1x_4) \cdot 10^{-5}, \quad (2)$$

$\nu = 5,1\%$,

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,f}^{\eta_{Fu1}}) = (127 + 25x_1 + 10x_2 + 17x_3 + 32x_4 - 26x_1^2 - 6x_1x_2 + 8x_1x_3 + 14x_1x_4 + 6x_2x_4 + 5x_3x_4) \cdot 10^{-5} \quad (3)$$

$\nu = 5,5\%$,

- for the external CFRP composite strengthening subjected to the same loading:

$$\hat{Y}(\varepsilon_f^{\eta_{Fu1}}) = (162 + 33x_1 + 14x_2 + 24x_3 + 39x_4 - 11x_1x_3 + 14x_1x_4 + 6x_4x_2 + 6x_3x_4) \cdot 10^{-5}, \quad \nu = 5,7\%, \quad (4)$$

Their geometrical mages are shown in Fig. 2.

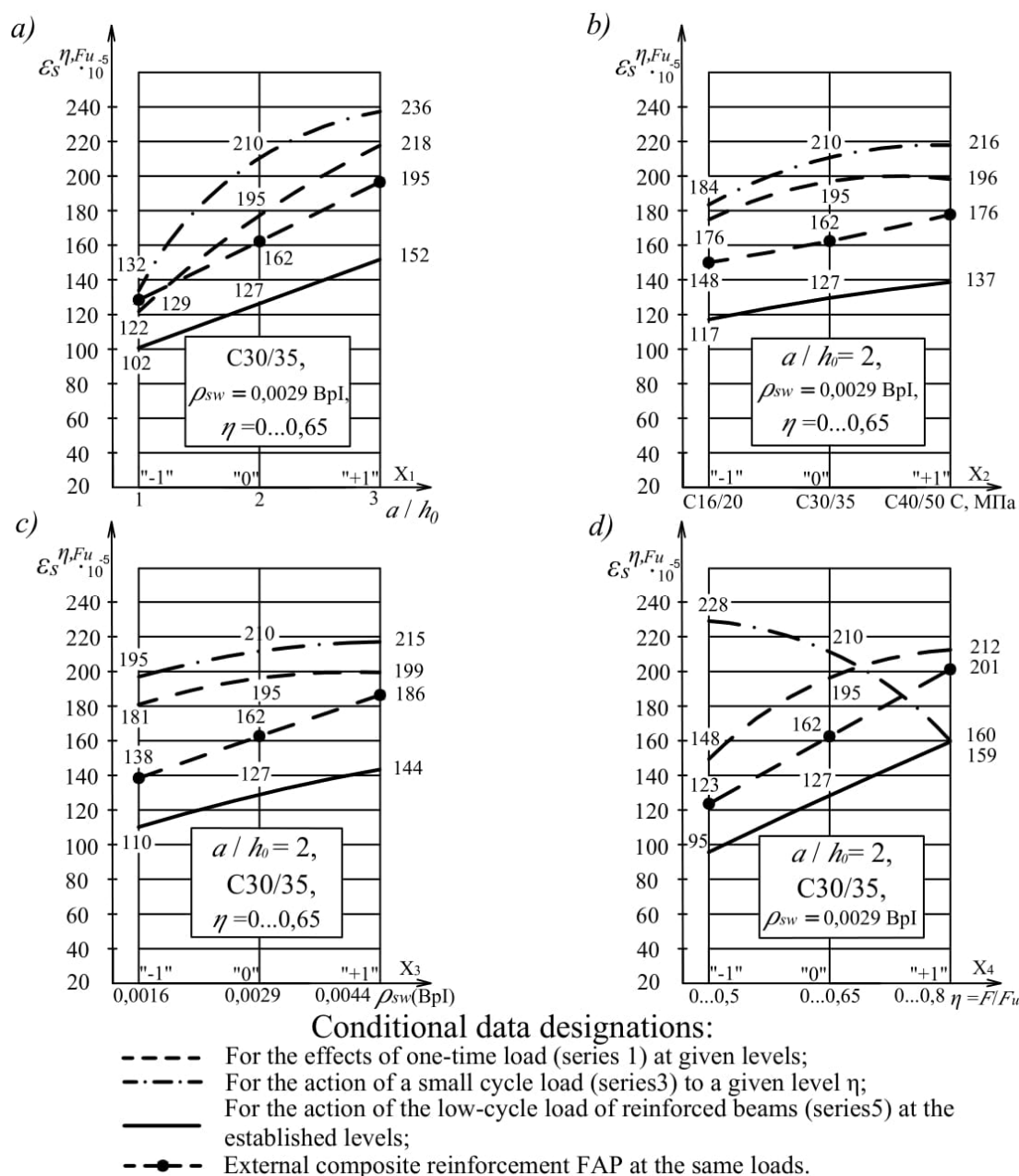


Figure 2. Relative deformations of the steel reinforcement and external CFRP vs the value of the relative shear span (a), concrete grade (b), quantity of the transverse reinforcement (c) and level of the low-cycle load (d)

Conclusions:

1. Due to the presence of the external carbon fibre-reinforced polymer strengthening in the lower tensioned zone of the beams in the 5th series and on their support zones the average relative deformations of tensioned steel reinforcement of A500C class increase from $258 \cdot 10^{-5}$ to $546 \cdot 10^{-5}$.
2. Increase of the quantity of external composite reinforcement in these areas leads, as a rule, to destruction of the tested elements in the normal sections within the “pure bend” zone, which is accompanied by yield of the tensioned steel and composite reinforcement, and the concrete of the compressed zone is subject to critical deformations.
3. Deformations of the steel and external composite reinforcement increase in all series by 10% on the average when the levels of such loading change within the indicated limits. Higher level of transverse reinforcement within the set limits leads to greater by 10% sags in common and strengthened beams.
4. As compared with the 3rd series of tests, presence of the external CFRP strengthening reduced deformation of the tensioned steel reinforcement by 1.65 times on the average. There

occurs a re-distribution of the tension forces between them.

Among the prospects for further research is the study of the serviceability of steel reinforcement of reinforced concrete span elements, strengthened with CFRP under the the action of a high-cycle repeated loading.

References

- [1] Ya.I. Kovalchuk, "Trishchynostiikist ta deformatyvnyist poperedno napruzhenykh zalizobetonnykh balok mostiv pry dii malotsyklovykh navantazhen", *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*, vol. 61, pp. 277-287, 2016.
- [2] P.S. Gomon, "Rabota zhelezobetonnykh balok tavrovogo secheniya pri dejstvii povtornogo nagruzhennii", *Novye materialy, oborudovanie i tekhnologii v promyshlennosti: mat-ly mezhd. konf. mol. uch.* Mogilev, 2009, p. 90.
- [3] P.I. Herb, O.I. Valovoi, "Vplyv povtornykh navantazhen na mitsnist, deformatyvnyist ta trishchynostiikist pidsylenykh u roztiahnutii zoni zalizobetonnykh balok iz betoniv na vidkhodakh zbahachennia zaliznykh rud", *Visnyk Kryvorizkoho tekhnichnoho universytetu*, vol. 25, pp. 87-92, 2010.
- [4] M.O. Valovoi, "Mitsnist, deformatyvnyist ta trishchynostiikist zalizobetonnykh balok pid diieiu povtornykh navantazhenniakh", *Stalezalizobetonni konstruksii: doslidzhennia, proektuvannia, budivnytstvo, ekspluatatsiia*, vol. 16, pp. 45-48, 2008.
- [5] S.Ia. Drobyshynets, Ye.M. Babych, "Robota stalefibrobetonnykh ta stalefibrozalizobetonnykh balok pry odnorazovomu ta povtornykh malotsyklovykh navantazhenniakh", *Stalezalizobetonni konstruksii: doslidzhennia, proektuvannia, budivnytstvo, ekspluatatsiia*, vol. 6, pp. 65-71, 2004.
- [6] Yu.M. Panchuk, "Robota zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv zi zmishanym armuvanniam pry vysokomykh rivniakh malotsyklovoho navantazhennia", avtoref. dys. na zdobuttia nauk. stupenia kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Rivne, 2000.
- [7] V.V. Savytskyi, "Eksperymentalni doslidzhennia roboty zbirno-monolitnykh nerozriznykh zalizobetonnykh balok pry dii povtornykh navantazhen", *Perspektyvy rozvytku budivelnykh konstruksii, budivel, sporud ta yikh osnov*, vol. 58, pp. 90-96, 2003.

ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТАЛЕВОЇ АРМАТУРИ ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕПЛАСТИКОМ, ЗА ДІЇ ЦИКЛІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

¹Сьоміна Ю.А., к.т.н., доцент,

syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6330-0137

¹Карпюк І.А., к.т.н., доцент,

irina.carpuk@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-3480-0968

¹Антонова Д.В., аспірантка

antonova.dv@ukr.net, ORCID: 0000-0001-9021-857X

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

Анотація. У статті наведено основні результати експериментальних досліджень деформативності сталеві арматури як звичайних залізобетонних балок, так і пошкоджених в ході попередніх випробувань до критичного стану зразків, посилені вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на приопорній ділянці.

А саме, за результатами експерименту за допомогою програми COMPEX отримано адекватні математичні моделі деформацій сталеві арматури підсилені вуглепластиковим залізобетонних зразків-балок під дією малоциклового знакопостійного навантаження, які

відображають вплив цих факторів як окремо, так і у взаємодії один з одним. Аналізуючи ці моделі, встановлено особливості розвитку деформацій розтягнутої, а також поперечної арматури в заданих умовах. Зокрема, факторами, які найбільше впливають на деформації, є відносний прольот зрізу та рівень малоциклового навантаження. Встановлено, що у порівнянні з серією випробувань звичайного залізобетонного зразка-балки, наявність зовнішнього армування вуглепластиком знизила величини деформацій розтягнутої сталевій арматури в середньому в 1,65 рази внаслідок перерозподілу зусиль розтягу.

Ключові слова: сталева арматура, балка, згин, деформації, циклічні навантаження, математична модель.

UDC 624.014

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-41-51

INFLUENCE OF BOLTED SPLICE CONNECTIONS ON THE GLOBAL BEHAVIOUR OF STEEL LATTICE TELECOMMUNICATION TOWERS

¹Wojnar A., PhD, Assistant Professor

awojnar@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-0537-3864

²Marszałek K., MSc, Eng.

krzysztofgrzegorzmarszalek@gmail.com

³Chernieva O., DSc., PhD, Associate Professor

chernieva@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-4807-6421

¹Ślęczka L., DSc, PhD, Associate Professor

slęczka@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-8979-7073

¹Rzeszow University of Technology

Aleja Powstańców Warszawy 12, Rzeszow, 35-959, Poland

²KARPAT-BUD sp. z o.o.

Innowacyjna 5, Głogów Małopolski, 36-060, Poland

³Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Didrihsona 4, 65029, Odesa, Ukraine

Abstract. The bolted joints in the leg and the bracing members of the lattice transmission towers are always subjected to predominant axial forces, which will cause joint slip that greatly affects the global behaviour of the whole structure. The paper shows the results of the numerical modelling of the response of the steel lattice communication tower, with height $h = 40.5$ m located in Rzeszów. A comparison was made of five tower models, differing in the characteristics of the joint force-elongation relationship, including stiffness of the components and also joint slippage, coming from Category A joints. The paper presents the difference in displacements and rotations of chosen tower panels, internal forces in leg members, as well as in the fundamental flexural frequency obtained without considering the force-displacement characteristic and with four different ways of modelling of joints behaviour.

Keywords: steel lattice tower, global response, bolted splice connection, load-deformation of bolted joint.

1. Introduction. It is widely accepted that the effects of the behaviour of the joints on the distribution of internal forces within a structure, and on its overall deformations, should be taken into account during the analysis and design stage [1]. Consideration of the rotational stiffness of joints in steel frames made of the I or H sections is already well recognised and standardised.

Steel lattice towers are structures in which axial force is predominant, not bending moments. They are used as transmission lines or, especially recently, as supporting structures for mobile telephony base stations. They are often made of open profiles, frequently from hot-rolled angles that are joined by Category A bolted connections according to [1]. In such joints, the bolts are only slightly tightened, with the force of the worker's arm [2] and the clearance between the diameters of the bolt and the bolt hole is necessary to create useful dimensional tolerances during the fabrication and assembly of the structure. This clearance may cause the joined elements to slip when they are loaded. An additional source of their longitudinal deformability are components such as bolts in shear and bolts in bearing (for each element on which the bolts bear), so the stiffness of the bolted joint, even after the end of the slippage phase, has a lower value than the stiffness of the elements connected.

Such a slip in the bolted joints and their reduced longitudinal stiffness can influence the serviceability limit state of the steel lattice towers. It is reported that during the full-scale transmission

lattice tower test, the experimentally obtained displacements can be up to three times greater than the numerical ones calculated without considering the influence of joints [3, 4].

Measures are taken to reduce the impact of slip on the behaviour of lattice structures of towers or masts. It is recommended [2] that for these structures, the nominal clearance for normal round holes be reduced by 0.5 mm. In this case for bolts M16-M24 the hole diameter should be only 1.5 mm larger than the diameter of the bolts instead of 2.0 mm. However, this only reduces the impact of slip, but does not fully eliminate it.

The paper presents the results of the numerical modelling of the response of the steel lattice communication tower, with height $h = 40.5$ m located in Rzeszów. A comparison was made of five tower models, differing in the characteristics of the joint force-elongation relationship, including stiffness of components and also joint slippage, from Category A use joints. The paper presents the difference in internal forces in the legs, displacements, and rotations of the chosen tower panels, as well as in the fundamental flexural frequency obtained without considering the force-displacement characteristic and with four different ways of modelling joint behaviour.

2. Case study – steel lattice tower with height 40.5 m.

The shaft of the considered tower is designed as a steel lattice space structure with height $h = 40.5$ m. It has a triangular plan, with a base width equal to 4.3 m, which gradually decreases to 1.5 m on the height 28.5 m, and above it has a constant width (Fig. 1). Cross bracing (type X) is applied as a bracing pattern. All members are made of hot rolled equal leg steel angles, of steel grade S235, and hot-dip galvanised for corrosion protection. The shaft is vertically divided into seven assembly sections, designated as S1÷S7, with their height equal to 5.0 or 6.0 meters.

The tower is used for telecommunication needs as a cellular base station. The equipment mounted on the tower consists of ladder placed within the shaft, with a guide for power cables and feeders, six panel antennas mounted at a height of 39.5 m, three microwave antennas with diameter 0.6 m (+38.0 m) and two working platforms (+36.5 and +38.5 m). The ladder is made of two vertically located cold-formed C profiles, with circular bars on one side, and brackets for feeders and cables on the other side. The ladder is self-supporting; the wind load on the ladder acts on the tower shaft, but self-weight of the ladder loads directly the foundation – so the bars constituting the ladder can be omitted from the analysis.

The steel profiles that make up the structure are joined using Category A bolt connections, according to [1]. Due to the uniform topology of the steel structure, the bolted connections are unified within the leg members and the bracing members. They are designated from 'a' to 'e' in Fig. 1. In all joints bolts grade 8.8 are used.

All bracing and secondary bracing members are connected to the legs with one bolt only (Fig. 2), using the gusset plates. Depending on the diameter of the bolts (M16 or M20), two types of joint are distinguished ('d' or 'e'). In both types, the thicknesses of the walls of the connecting profiles are the same. Group 'd' includes joints of bracing members located within segments S1, S2 and S3; group 'e' includes joints in segments S4÷S7.

The splice joints of the leg members, linking the assembly sections, are double lap connections, with two shear planes (Fig. 3). Depending on the number of bolts and the thickness of the legs in connected angles, there are 3 recognised types, from 'a' to 'c'. Throughout the height of the leg members, the 'a' joints are between the sections S1-S2, S2-S3, and between the foundation and the bottom section S1; the 'b' joints are between the segments S3-S4 and S4-S5, and also 'c' between the segments S5-S6 and S6-S7 (Fig. 1).

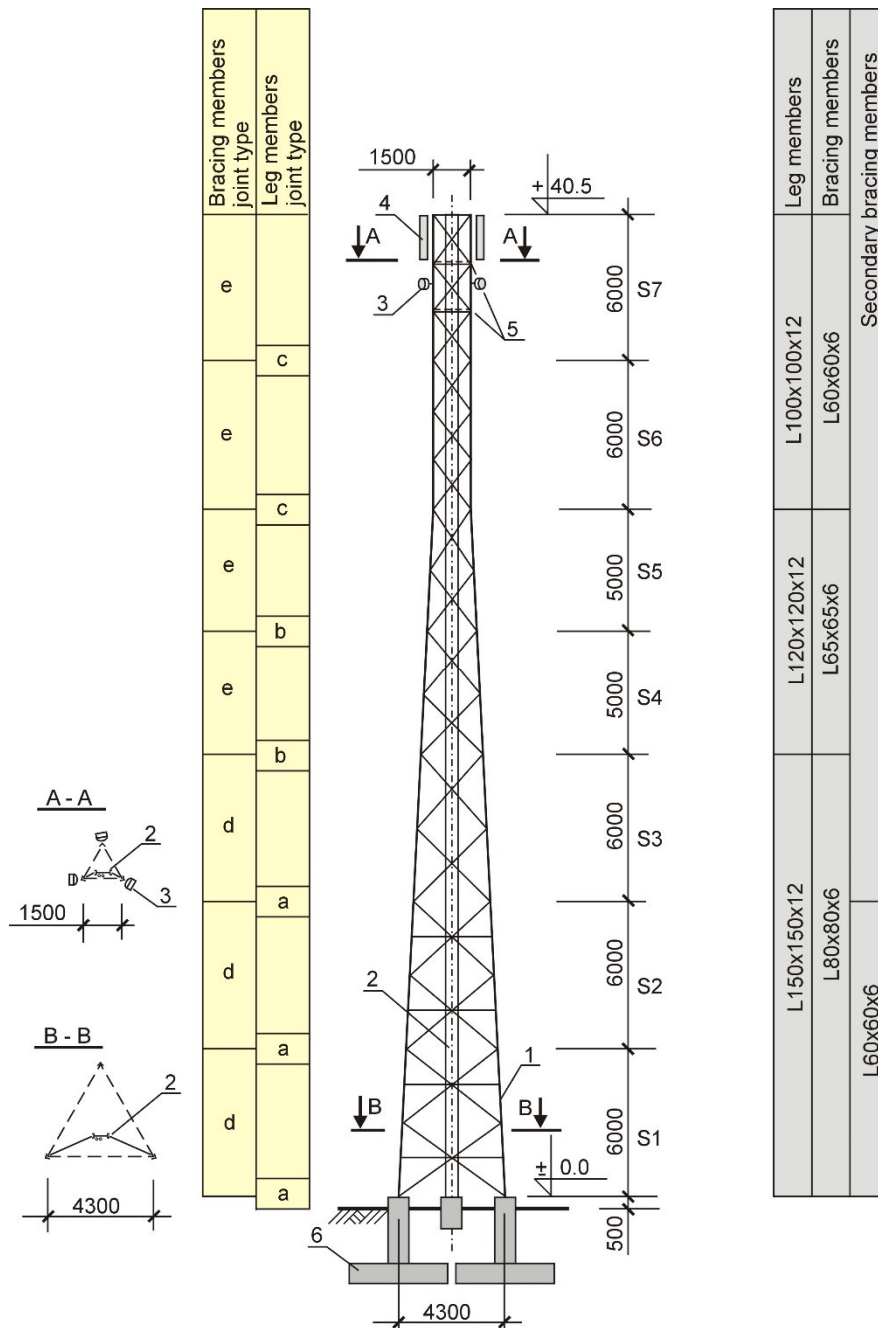


Fig. 1 The steel lattice tower analysed: 1 - tower shaft, 2 - ladder with cables and feeders, 3 - microwave antennas, 4 – panel antennas, 5 - working platforms, 6 - foundations

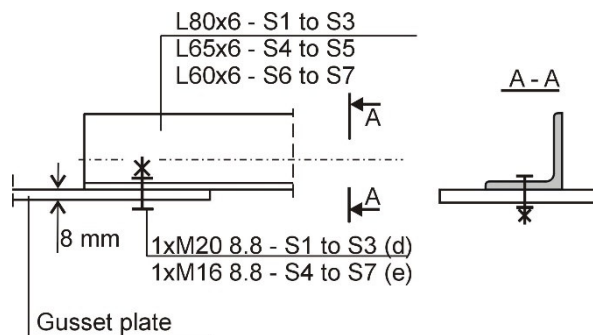


Fig. 2 Bolted connections of the bracing members with the legs

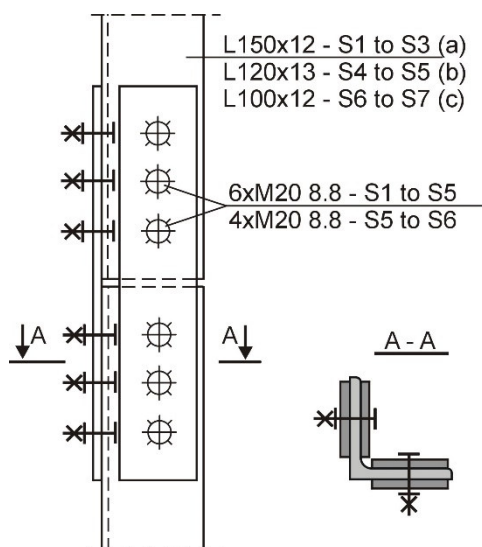


Fig. 3 Bolted splice joints in leg members

3. Wind load acting on the tower.

The predominant load on towers is wind actions, but permanent actions such as self-weight of structure, antennas, and working platforms, as well as imposed loads on the platforms, were also considered.

Wind forces come from the projected areas of structural elements and ancillaries, wind force coefficients, from the fundamental value of the basic wind velocity $v_{b,0} = 22$ m/s, and the total height and location of the tower in category II terrain. The summary of the resultant equivalent gust wind load in the direction of the wind on structural components and linear ancillaries is presented in Table 1, determined according to Annex B of [5]. The resultant forces from wind acting on individual components are presented in Table 2. Three wind directions, shown in Fig. 4 were considered during the global analysis.

The atmospheric icing of the structure was not considered.

Table 1. Resultant forces for individual panels from wind on structural components and linear ancillaries

Panel	Resultant force $F_{T,W}(z)$ [kN]
S1	9.81
S2	10.92
S3	10.80
S4	8.37
S5	8.59
S6	9.94
S7	11.05

Table 2. Resultant forces for individual components from wind

Component	Level [m]	Resultant force $F_{T,W}(z)$ [kN]
Panel antennas	39.5	3.91
Microwave antennas	38.0	3.97
Platform	38.5	0.21
Platform	36.5	0.21

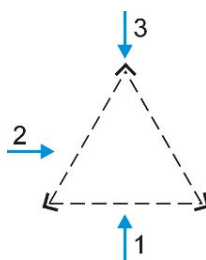


Fig. 4. Wind directions considered

4. Characteristics of bolted joints.

The numerical model of the structure is based on beam elements, with proper geometrical properties of cross sections and spatial orientation. The specified properties of the steel material are the nominal values used in the design. To capture the effect of reduced stiffness and slippage of the bolted joint on tower behaviour, all bolted joints were treated as nonlinear springs, with appropriate force-displacement characteristics, Fig. 5. In each bolted joint, the nonlinear spring is defined with proper translational stiffness along the longitudinal axis of the elements. In simple joints due to the bending moment, zero rotational stiffness was also defined at the end of the element.

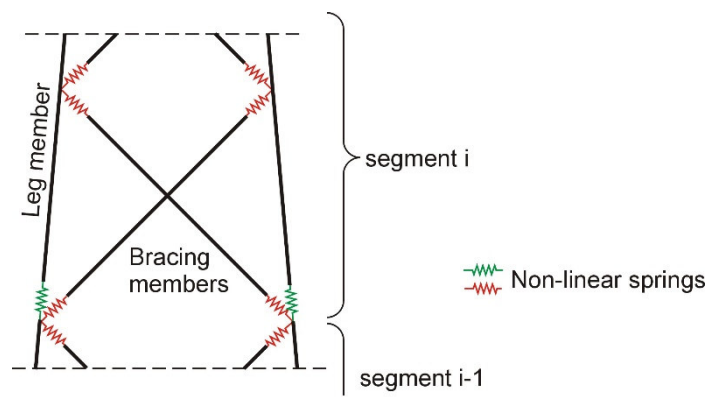


Fig. 5. Mechanical model of bolted joints

The force-displacement characteristics used, including slip effects, vary depending on the joint type (from 'a' to 'e' – see paragraph 2). In addition, some joint models of each joint were studied. The models of connection behaviour adopted are an idealisation of the model developed by Ungkurapinan et al. [6], which is now widely used [3, 4, 7].

The first model ignores the influence of longitudinal stiffness of the joints and slippage. The second model implemented in the global analysis includes only the axial stiffness of the joint, ignoring the effect of slippage; Fig. 6.

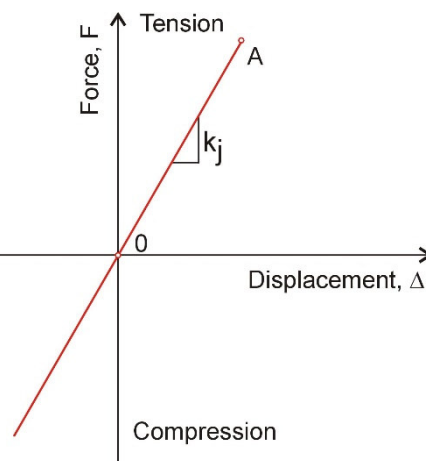


Fig. 6. Bolted joints influencing only stiffness of components (without slippage)

The longitudinal stiffness of the bolted joints was estimated based on formulas presented in EN 1993-1-8 [1]. It depends on the stiffness of the basic components (bolts in shear and bolts in bearing) and the number of cover plates and also the global configuration of the joints (single- or double-sided joints). A list of formulas used to determine initial longitudinal stiffness, together with mechanical models of bolted connections, is presented in [8, 9]. The determined stiffnesses are listed in Table 3 for each type of joint.

Table 3. Force-displacement parameters for joints

Joint type	Longitudinal stiffness k_i [N/mm]
a	171360
b	156870
c	94710
d	9870
e	7770

The idealised load-deformation characteristics for the joints taking into account the stiffness of the joint components and the slippage between the connecting elements are presented in Figs. 7 and 8, separately for connections of the bracing members with the legs, and splice joints of legs. In both cases slippage can occur immediately at zero load, but from the numerical point of view a light slope of 0-A branch was given, equal to $k_{0-A} = 0.1k_j$ (Figs. 7 and 8). The slip range considered was equal to ± 1.5 mm in case of bracing members joints (single-sided connections) and its doubled value ± 3.0 mm in case of double lap connections of the leg members. In both cases, the centred position of the bolts relative to the connected elements was assumed. The stiffness k_j of the A-B region (bearing stage) was calculated according to the component method and their values are the same as in Table 3.

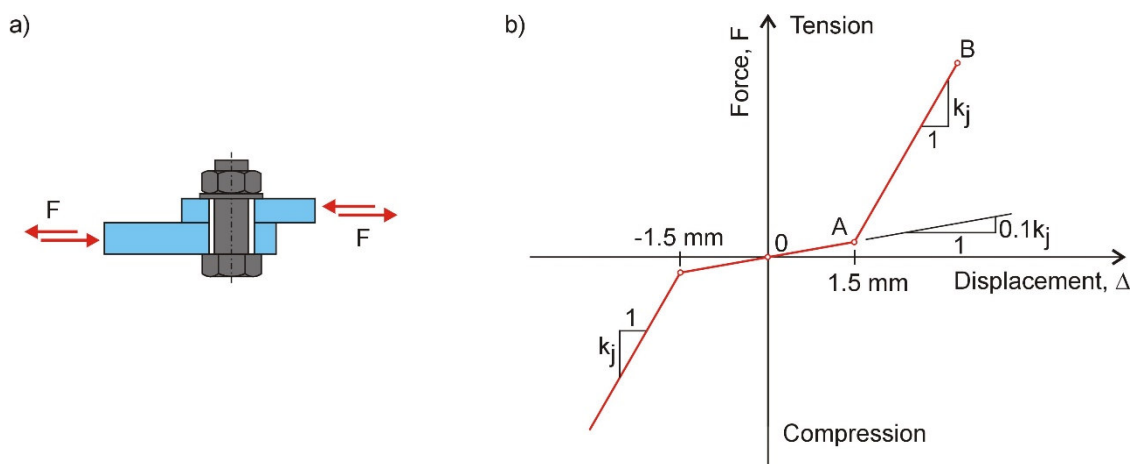


Fig. 7. Bracing member joints with centred position of the bolt

Next force-displacement model of the bolted connections was applied only to leg member joints, Fig. 9. In this case, a shifted position of the bolts was used to influence the assembly conditions. During the erection stage, each section of the tower is assembled on the ground, then lifted as a unit and bolted to the previously installed segment. In this case, the weight of the segment affects the small compression force and bearing of the bolts, and then they are tightened. Therefore, later in the working life stage, slippage in such joints is possible only in the case of a tensile force and their range is equal to 6 mm. The stiffness k_j of the A-B region (bearing stage) is the same as in Table 3.

In any case, the plastic region (failure stage) of the force-displacement characteristic, which occurs after reaching the shear or bearing resistance of the bolts, was not modelled due to checking the failure criteria during structural design.

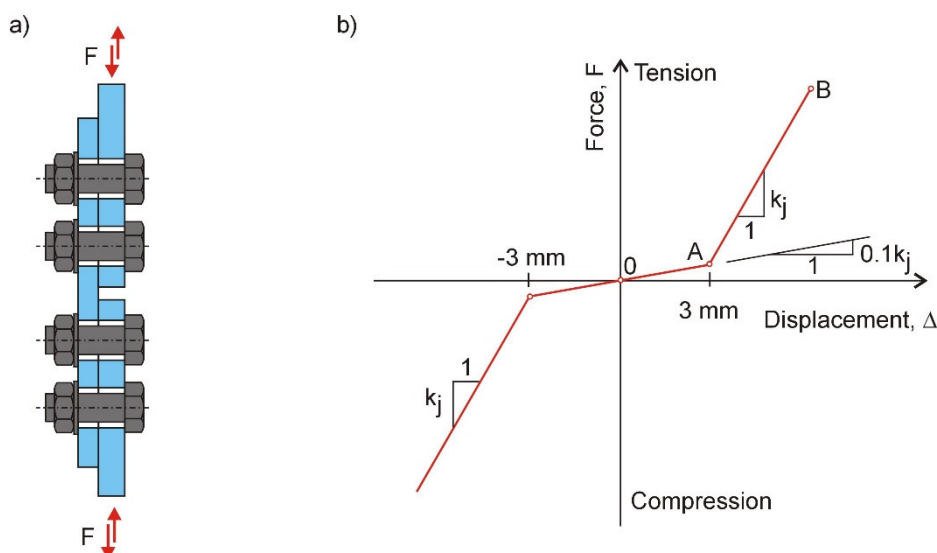


Fig. 8. Splice joints in leg members with centred position of the bolts

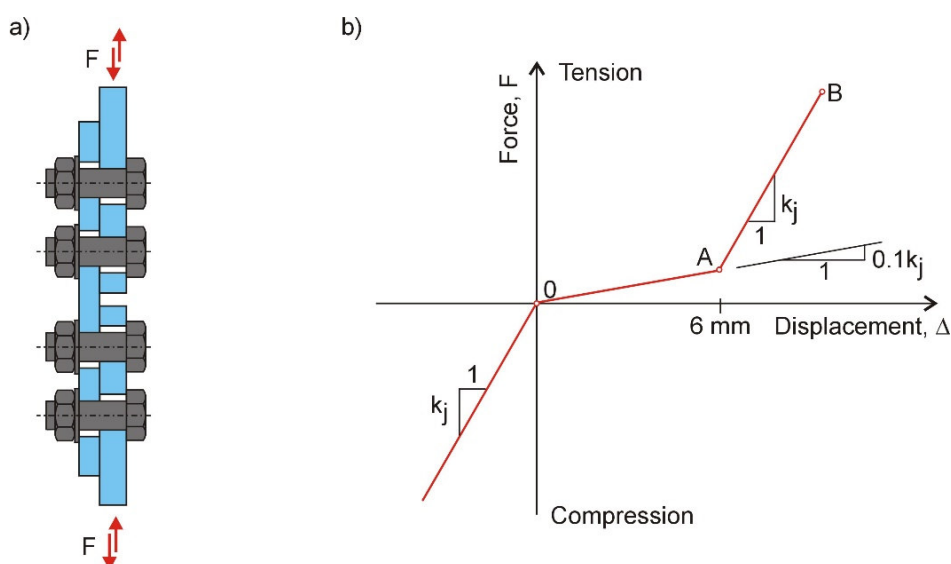


Fig. 9. Splice joints in leg members with shifted position of the bolts

5. Modelling of the structure.

The response of the whole structure was determined using an elastic first-order analysis, without taking into account global or local imperfections.

Three wind directions were considered. Basic loading combinations include permanent actions and wind loading, with partial factors for actions appropriate for the ultimate limit state or the serviceability limit state. Structural analysis was performed in Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 software [10]. All tower members were checked to meet the ULS provisions of Eurocode 3.

The computational models considered for the tower differed in the degree of detail of the force-displacement characteristics for the connections. Model 1 does not consider the stiffness characteristics of the joints for longitudinal force or the effect of slippage. Model 2 includes only the linear stiffness characteristics of the joints, according to Fig. 6, for all joints, both the leg and the bracing members, with the appropriate stiffness assignment. In Model 3, for the bracing members, the force-displacement characteristic with slippage was considered (according to Fig. 7) and for the leg connections, neither the reduction in stiffness nor slippage was modelled. Models 4 and 5 consider the force-displacement characteristics with slippage with centred position of the bolts (acc. to Fig. 7) for bracing members, and for leg joints characteristic with slippage with centred position of the bolts (Fig. 8), and respectively, with shifted position of the bolts (acc. to Fig. 9).

The computational models considered, due to the degree of force-displacement characteristic, are compared in Table 4.

Table 4. Considered numerical models of the tower, due to the behaviour of joints

Designation	Bracing member joints	Splice joints in leg members
Model 1	- simple due to bending moment - no joint effect due to longitudinal force and slippage	- continuous due to the bending moment - no joint effect due to longitudinal force and slippage
Model 2	- simple due to bending moment - force-displacement characteristic according to Fig. 6	- continuous due to the bending moment - force-displacement characteristic according to Fig. 6
Model 3	- simple due to bending moment - force-displacement characteristic according to Fig. 7	- continuous due to the bending moment - no joint effect due to longitudinal force and slippage
Model 4	- simple due to bending moment - force-displacement characteristic according to Fig. 7	- continuous due to the bending moment - force-displacement characteristic according to Fig. 8
Model 5	- simple due to bending moment - force-displacement characteristic according to Fig. 7	- continuous due to the bending moment - force-displacement characteristic according to Fig. 9

6. Obtained response.

The analysis showed that the change in internal forces in leg members caused by the different ways of influencing (or omitting) the force-displacement characteristic of the joints and slippage is practically insignificant. The change in longitudinal forces in the leg members obtained in Models 2÷5, were not bigger than $\pm 2.0\%$ in bottom segments (S1-S3) compared to Model 1, where the influence of longitudinal stiffness of the joints and slippage was omitted. In the upper segments, the change was slightly larger (up to $\pm 4.0\%$) in Segments S4-S6, and even $\pm 8.0\%$ in the highest segment S-7, although the internal forces there are the smallest and do not determine the check of ULS.

However, the influence of the longitudinal stiffness of the joints and slippage on the behaviour of the tower in the serviceability limit state was significant.

Neglecting the effect of the connection characteristic results in lower tower deflection and the angle of rotation of the segment in which the antennas are mounted (Figs. 10 and 11 – wind direction 2). Similarly, the basic dynamic characteristics, which is the basic flexural frequency of the tower computational model, in which the influence of connections was not considered, are overestimated compared to models with proper force-displacement characteristic taken into account (Fig. 12).

All of these results are based on a single tower analysis, but it seems to be the basis for generalisations.

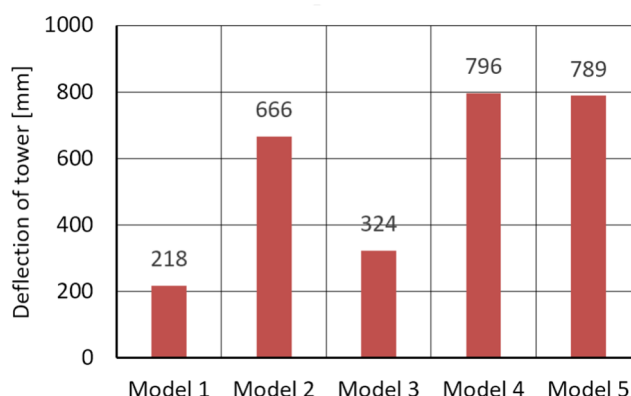


Fig. 10. Tower deflection depending on the force-displacement characteristic of the joints

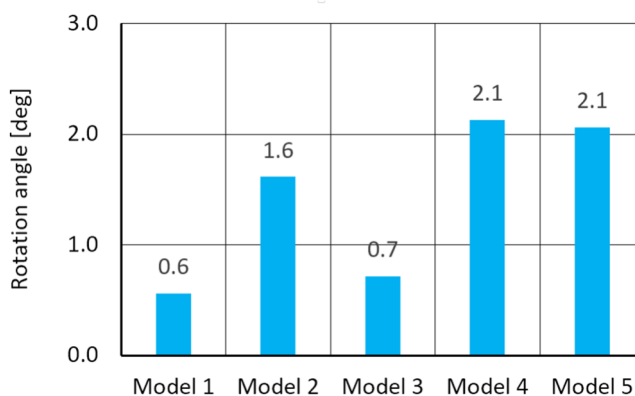


Fig. 11. Rotation angle of the mounting point of microwave antennas depending on the force-displacement characteristic of the joints

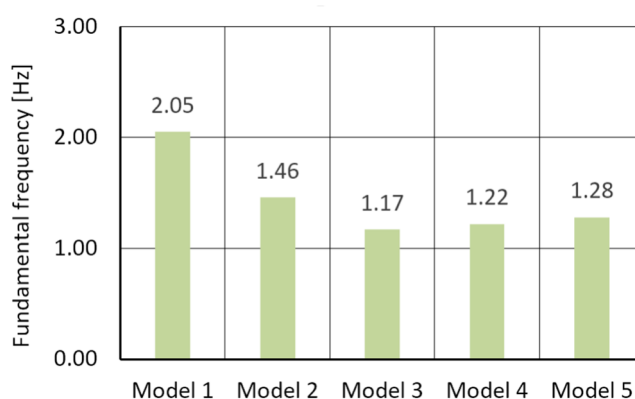


Fig. 12. The fundamental flexural frequency of the tower shaft depending on the force-displacement characteristic of the joints

7. Summary. The omission of the longitudinal stiffness of the joints and their slippage results in a significant underestimation of the resulting deflections and rotations of the tower.

The model without considering the slip but including the reduction of the connection stiffness gives results comparable to the models that include both the reduction of stiffness and the slip and is additionally numerically efficient (no calculation problems due to linearity of the problem).

The use of computational models that capture slippage makes the calculations non-linear, which sometimes manifests itself in a lack of convergence. Then you should change the task settings (increasing the load increment number, increasing the number of iterations, using the line-searching method, etc.).

There is practically no difference between the results of the calculations of the models that include the slippage of the joints resulting from the centred or shifted position of the bolts in the bolt holes.

References

- [1] EN 1993-1-8 Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. CEN, Brussels, (2005).
- [2] EN 1090-2 Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures. CEN, Brussels (2018).
- [3] Zhan, Y., Li, B., Wu, Z., Cunningham, L. S., Wu, G., Yang, Y.: Modeling of galvanized lattice steel structures incorporating the effect of joint slip. Journal of Constructional Steel Research 173, 106252 (2020).

- [4] Jiang, W. Q., Wang, Z. Q., McClure, G., Wang, G. L., Geng, J. D.: Accurate modeling of joint effects in lattice transmission towers. *Engineering Structures* 33(5), 1817-1827 (2011).
- [5] EN 1993-3-1 Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys - Towers and masts. CEN, Brussels (2006).
- [6] Ungkurapinan, N., Chandrakeerthy, S. D. S., Rajapakse, R. K. N. D., Yue, S. B.: Joint slip in steel electric transmission towers. *Engineering Structures* 25(6), 779-788 (2003).
- [7] Gan, Y., Deng, H., Chao L.: Simplified joint-slippage model of bolted joint in lattice transmission tower. *Structures* 32, 1192-1206 (2021).
- [8] Wuwer, W., Zamorowski, J., Świerczyna, S.: Lap joints stiffness according to Eurocode EC3 and experimental investigations results. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 12(1), 95-104, (2012).
- [9] Zamorowski, J.: Strength and stability of structures with nodes flexible in terms of shift. *Acta Scientiarum Polonorum Architectura*, 20(1), 51-64, (2021).
- [10] The Autodesk Homepage, <https://www.autodesk.com>, last accessed 2023/05/12.

ВПЛИВ БОЛТОВИХ З'ЄДНАНЬ НА ЗАГАЛЬНУ ПОВЕДІНКУ СТАЛЕВИХ ГРАТЧАСТИХ ТЕЛЕКОМУНІКАЦІЙНИХ ВЕЖ

¹**Вожнар А.**, к.т.н.,

awojnar@prz.edu.pl, ORCID no. 0000-0002-0537-3864

²**Маршалек К.**, магістр,

krzysztofgrzegorzmarzalek@gmail.com

³**Чернєва О.**, к.т.н., доц.

chernieva@ogasa.org.ua, ORCID no. 0000-0002-4807-6421

¹**Сленчка Л.**, к.т.н., доц.,

sleccka@prz.edu.pl, ORCID no. 0000-0002-8979-7073

¹*Жешувський технологічний університет*

Алея Повстанців Варшави 12, Жешув, 35-959, Польща

²*КАРПАТ-БУД ООО о.о.*

Інноваційна 5, Глогув Малопольські, 36-060, Польща

³*Одеська державна академія будівництва та архітектури*

Дідріхсона 4, 65029, Одеса, Україна

Анотація. Сталеві ґратчасті опори часто виготовляються з відкритих оцинкованих секцій, з'єднаних болтовими з'єднаннями унапусток категорії А відповідно до EN 1993-1-8, які піддаються переважним осьовим навантаженням, що викликає прослизання стиків, що сильно впливає на загальну поведінку.

У роботі представлені результати чисельного моделювання поведінки сталевих ґратчастих веж заввишки $H=40,5$ м. у Жешуві. Було проведено порівняння чотирьох моделей веж, які відрізнялися характеристиками відношення зусилля у з'єднанні до подовження, включаючи жорсткість компонентів, а також прослизання з'єднань, що виникає через зазор між діаметрами болтів (d) та діаметрами отворів під болти. (d_0). У статті проводиться порівняння прогинів, поворотів вибраних панелей вежі (місць установки антени), внутрішніх сил у стійках та елементах решітки, а також частоти основного вигину валу вежі.

Вежа була навантажена власною вагою конструкції та обладнання, а також вітровими впливами, зумовленими значенням швидкості вітру $v_{b,0} = 22$ м/с та розташуванням вежі у II категорії місцевості.

У першій моделі з'єднання враховувалися як жорсткі (без прослизання та з нескінченною поздовжньою жорсткістю). У другій моделі поздовжня жорсткість і прослизання враховувалися лише сполуках розкосів. Третя модель враховувала поздовжню

жорсткість і прослизання у всіх з'єднаннях (в елементах розкосів, а також у стикових з'єднаннях в елементах опор). Четверта модель враховувала всі з'єднання (як і третя), але діапазон ковзання в стикових з'єднаннях гілок у цьому випадку враховувався трохи інакше.

Проведений аналіз вказує на необхідність урахування прослизання та поздовжньої жорсткості, що виникають у болтових з'єднаннях категорії А EN 1993-1-8 у граничному стані за придатністю до експлуатації. Це особливо важливо для телекомунікаційних вишок, оскільки деформації, що виникають при цьому, можуть призвести до неприпустимого зниження рівня обслуговування, що забезпечується розташованими на них антенами.

Ключові слова: сталева ґратчаста вежа, загальна реакція, болтове з'єднання, навантаження-деформація болтового з'єднання.

УДК 624.076.2

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-52-58

ОЦІНКА КОРОЗІЙНОЇ ЗАХИЩЕНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД ЗА ФАКТИЧНИМ СТАНОМ

Гібаленко О.М., д.т.н., професор,
grin196102@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2979-5225
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського». м. Київ

Чиженко Н.П., к.т.н., доцент,
chyzhenko_np@ukr.net, ORCID: 0000-0002-9152 2474,
Національний транспортний університет, м. Київ

Мельник Г.О., аспірант
melnikpstu@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1084-5539
Приазовський державний технічний університет

Анотація. Робота включає результати досліджень з розширення функціональних можливостей застосування комбінованих конструкцій у будівництві, підвищення архітектурної виразності будівель і споруд. Дослідження визначають необхідність удосконалення вимог щодо забезпечення якості та надійності засобів і методів протикорозійного захисту. В даний час розвиток розрахункових методів оцінки надійності та конструктивної безпеки пов'язаний з побудовою інформаційно-аналітичних баз даних визначальних параметрів корозійного стану будівельних металоконструкцій. Таким чином створюється основа для постановки та реалізації завдань управління експлуатаційним терміном служби будівель та споруд у корозійних середовищах шляхом підвищення якості та надійності заходів первинного та вторинного захисту металоконструкцій з урахуванням рівня корозійної небезпеки. Встановлено взаємозв'язок між значеннями показників корозійної стійкості та довговічності металоконструкцій.

Ключові слова: металеві конструкції; живучість; процесний підхід; забезпечення надійності; рівень корозійної небезпеки

Вступ. При використанні принципів процесного підходу здійснюється постановки та реалізації завдання управління експлуатаційним терміном служби у корозійних середовищах. Принципи забезпечення надійності за рівнем корозійної небезпеки включають обґрунтування послідовності етапів для оцінки живучості будівельних металоконструкцій на основі принципів робастного проектування, вдосконалення та контролю заходів первинного та вторинного захисту від корозії. [1].

Аналіз стану проблеми забезпечення якості та надійності заходів первинного та вторинного захисту металоконструкцій свідчить про можливість продовження ресурсу конструкцій за рахунок комбінованого використання елементів зі сталі та полімерів, що обумовлюється підвищеною корозійною стійкістю відповідних матеріалів з одночасним раціональним конструюванням, розробкою та використанням виразних архітектурних форм та об'ємно-планувальних рішень [2–3]. Вивчення корозійної стійкості матеріалів і елементів структурних блоків, захисного протикорозійного покриття з урахуванням найбільш несприятливого поєднання впливів розглянуті в роботах [4–6]. Однак обмежений склад визначальних параметрів не дозволяє проводити забезпечення заходів захисту від корозії за критерієм корозійної небезпеки при дотриманні вимоги надійності будівельних металоконструкцій на основі розрахункових положень методу граничних станів і вирішувати завдання по управління технологічною безпекою протягом встановленого терміну служби будівельних об'єктів [7]. Особливим аспектом проблеми корозійно-механічного руйнування є зниження металоємності, підвищенні надійності та довговічності, збільшенні ресурсу при експлуатації в умовах несприятливих впливів зовнішніх середовищ за рахунок зниження рівня корозійної небезпеки.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідження спрямовані на забезпечення можливості продовження ресурсу конструкцій за рахунок комбінованого використання елементів зі сталі та полімерів, що обумовлюється підвищеною корозійною стійкістю відповідних матеріалів з одночасним раціональним конструюванням, розробкою та використанням виразних архітектурних форм і об'ємно-планувальних рішень [7 - 8]. В даний час у будівельній галузі спостерігається певне зростання застосування комбінованих конструкцій, в яких огорожувальні елементи виконані їх конструкційних пластиків і пластмас, що з успіхом замінили матеріали з полістиролу. Як показує практика використання профілів-металопластів у практиці дизайну, проектування, виготовлення та експлуатації конструкцій створює передумови впровадження виразних архітектурних рішень з урахуванням функціонального призначення споруд при одночасному зниженні металоємності, підвищення надійності та довговічності, збільшенні ресурсу при експлуатації в умовах несприятливих впливів зовнішніх середовищ за рахунок зниження рівня корозійної небезпеки. Використання умов надійності та конструктивної раціональності досягається шляхом забезпечення технологічної безпеки з урахуванням методології загального управління якістю [9]. Значний рівень зносу при збільшенні часу знаходження у несприятливих умовах є загрозами зниження якості будівель і споруд, що тягне за собою підвищення вимог до поліпшення експлуатаційних властивостей конструкцій, що втрачають якість [9-10].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Дослідження корозійної стійкості матеріалів і елементів конструкцій, захисного протикорозійного покриття з урахуванням найбільш несприятливого поєднання впливів були розглянуті відповідно методичного підходу з обґрунтування складу і структури параметрів корозійної стійкості конструкцій для управління технологічною безпекою шляхом зниження ризиків. Це свідчить про можливість продовження ресурсу конструкцій за рахунок комбінованого використання елементів зі сталі та полімерів, що обумовлюється підвищеною корозійною стійкістю відповідних матеріалів з одночасним раціональним конструюванням, розробкою та використанням виразних архітектурних форм і об'ємно-планувальних рішень [11-13].

Постановка завдання. Дослідження спрямовані на забезпечення якості та надійності заходів первинного та вторинного захисту металлоконструкцій, вдосконалення конструктивних рішень, розширення області застосування сталевих перехресно-стрижневих систем елементів металевих конструкцій на підставі розрахунково-експериментальної оцінки показників корозійної стійкості та довговічності відповідних матеріалів з одночасним раціональним конструюванням, розробкою та використанням виразних архітектурних форм та об'ємно-планувальних рішень.

Основний матеріал і результати. Визначення проектних показників довговічності комбінованих конструкцій засноване на розробленій методиці обліку коефіцієнтів надійності та готовності протикорозійного захисту встановлених за результатами експериментальних досліджень визначальних показників корозійної стійкості первинного та вторинного захисту при визначальних (прискорених або стендових) випробуваннях фрагментів-зразків з захисними покриттями згідно з класифікаційними ознаками корозійних середовищ [14 - 15].

Метою виконуваних визначальних випробувань є визначення коефіцієнта готовності металлоконструкцій та їх захисних покриттів. Коефіцієнт готовності сталевих конструкцій (K_g) є комплексним показником ремонтпридатності, що характеризує параметри конструктивних і технологічних заходів первинного та вторинного захисту:

$$K_g = \frac{T_{k\gamma} + T_{z\gamma}}{T_{k\gamma} + nT_{z\gamma}}; \quad (1)$$

де $T_{k\gamma}$ – термін служби (рік) сталевих комбінованих конструкцій за показником корозійної стійкості (первинний захист);

T_{zy} – розрахунковий термін служби (рік) захисних покриттів із довірчою ймовірністю $\gamma = 0,95$ за результатами прискорених випробувань; n - кількість ремонтних циклів відновлення протикорозійного захисту при встановленому терміні служби об'єкта.

Основний матеріал та результати. З метою вирішення завдання оцінки коефіцієнта готовності металоконструкцій та їх захисних покриттів на основі визначальних (прискорених, стендових і натурних) випробувань виконані дослідження, які спрямовані на вивчення режиму експлуатації та факторів, що визначають захисні властивості протикорозійних покриттів в агресивних середовищах. Це дозволило встановити основні причини, що порушують працездатність покриттів конструкцій:

- процеси сорбції та перенесення агресивного середовища та продуктів корозії через покриття;
- розтріскування покриття під впливом механічних навантажень і агресивного середовища;
- хімічна деструкція матеріалу покриття в агресивних середовищах;
- процеси адсорбції та підвищена вологість на межі метал-покриття, що порушують адгезію покриття до металу;
- процеси корозії металу під покриттям.

Враховуючи закономірності руйнування покриттів в агресивних середовищах [16 -17], термін служби захисних покриттів для встановлених критеріїв відмови виражається такими залежностями:

- для первинної системи захисту (T_3)

$$T_3 = t_n + t_3 + t_{om}, \quad (2)$$

- при відновленні захисних властивостей покриттів (T_n):

$$T_n = t_n + t_3, \quad (3)$$

де t_n - час проникнення агресивного середовища до металу, рік; t_3 - термін від моменту проникнення агресивного середовища на поверхню до початку корозії, рік.

Термін служби протикорозійної захисту при ремонтно-відновлювальних роботах визначається як проміжок часу, необхідний для досягнення відмови відновленої системи захисту:

$$T_n = b T_3, \quad (4)$$

де b - коефіцієнт зміни терміну служби відновленого покриття при ремонті.

Діагностика корозійного стану металізаційних покриттів та визначення терміну служби виконується за допомогою залежності:

$$T_m = \frac{a_m \cdot h_0 \cdot t_m}{K} 10^{-3}, \quad (5)$$

де a_m - ступінь руйнування існуючого металевого покриття; h_0 – проектна товщина покриття, мкм; t_m - середня відносна довговічність 1 мм металізаційного покриття, г/м²•мм.

Розрахунково-експериментальна оцінка показників довговічності захисних покриттів виконана на основі моделювання фізико-хімічних впливів у процесі прискорених випробувань зразків із замкнутих трубчастих профілів із захисними покриттями, призначеними для довготривалого захисту від корозії (рис. 1).

Вибір систем захисних покриттів включав аналіз показників технологічної раціональності протикорозійного захисту B_{oz} на прикладі виготовлення виготовленні збірно-розбірних трубчастих конструкцій. Розглянуто об'ємно-планувальні рішення конструкцій покриттів просторово-стрижневої системи (ПСС) з розрідженою схемою розташування тригранних, плоских ферм і додаткових елементів на прикладі конструктивного рішення конструкції багатоцільового призначення (рис. 2).

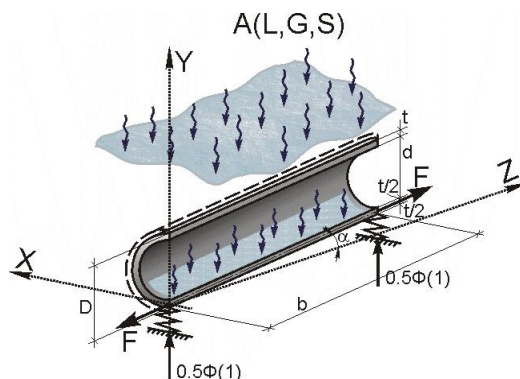


Рис. 1. Узагальнені моделі корозійних впливів

Порівняльна оцінка захисних властивостей та обґрунтування коефіцієнтів надійності γ_{zn} зроблені для покриттів, утворених при електрохімічному цинкуванні, дифузійному нанесенні в розплаві цинку, цинкполімерних та комбінованих покриттів. Результати випробувань систем протикорозійних покриттів, що забезпечують довготривалий захист конструктивних елементів збірно-розбірних конструкцій, наведені в табл. 1.

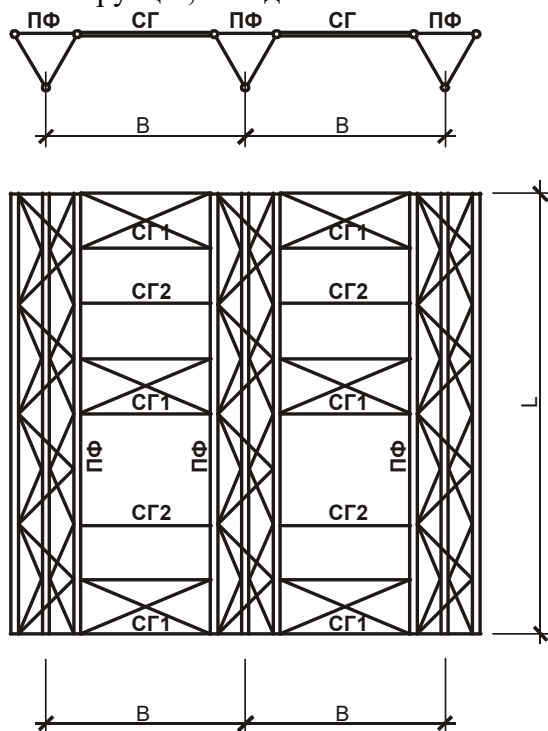


Рис. 2. Конструктивне рішення системи

Реалізація алгоритму визначення показників гарантованої довговічності з урахуванням коефіцієнтів надійності первинної (γ_{zk}) і вторинної (γ_{zn}) захисту пов'язана з розрахунково-експериментальним обґрунтуванням відношення резерву надійності для систем просторових трубчастих конструкцій. Визначення технологічної безпеки (Ri , бал) пропонується проводити за даними моніторингу залежно від класу ризику, рівня загроз та вразливості корозійних конструкцій (табл. 1). При цьому одним із визначальних факторів забезпечення ефективності заходів первинного та вторинного захисту від корозії є врахування агресивності впливів експлуатаційного середовища. Встановлюються рівні загроз: Н – низький, О – обмежений, С – середній, В – високий, Гр – граничний.

Практичне застосування розробок здійснено при реалізації конструкцій просторового блоку світло-прозорого покриття. Просторовий блок покриття складається з ферм трикутного обрису, з'єднаних у верхньому та опорних вузлах прогонами на які укладаються полімерні елементи.

Таблиця 1. Результати випробувань систем протикорозійних покриттів

п/п	Схема конструктивного елемента (зразка)	Група засобів та методів захисту	Показник B_{oz}	Термін служби покриття T , років	Контрольний норматив K_p , г/м ²	γ_{zn}
	Гаряче цинкування	СКС3	3,7	50	45,3	0,90
	Електрохімічні покриття	СКС3	3,1	50	46,8	0,95
	Електрохімічні покриття + ЛКП	СКС4	2,5	50	132,6	0,99
	Цинко-полімерні покриття	СКС4	4,3	50	156,0	0,99
	Порошкові покриття	СКС5	5,0	50	241,8	0,95

Основні несучі конструкції (ферми, прогони, шпренгель і розкоси) виконані зі стрижнів замкнутого круглого профілю, що в свою чергу підвищує корозійну стійкість конструктиву; передбачає підвищення рівня довговічності, зменшення металомісткості конструкції та утворення нових форм конструкцій. Зазначені принципи формоутворення пов'язані з використанням метало-пластикових профілів, полімерних панелей як огорожувальних конструкцій.

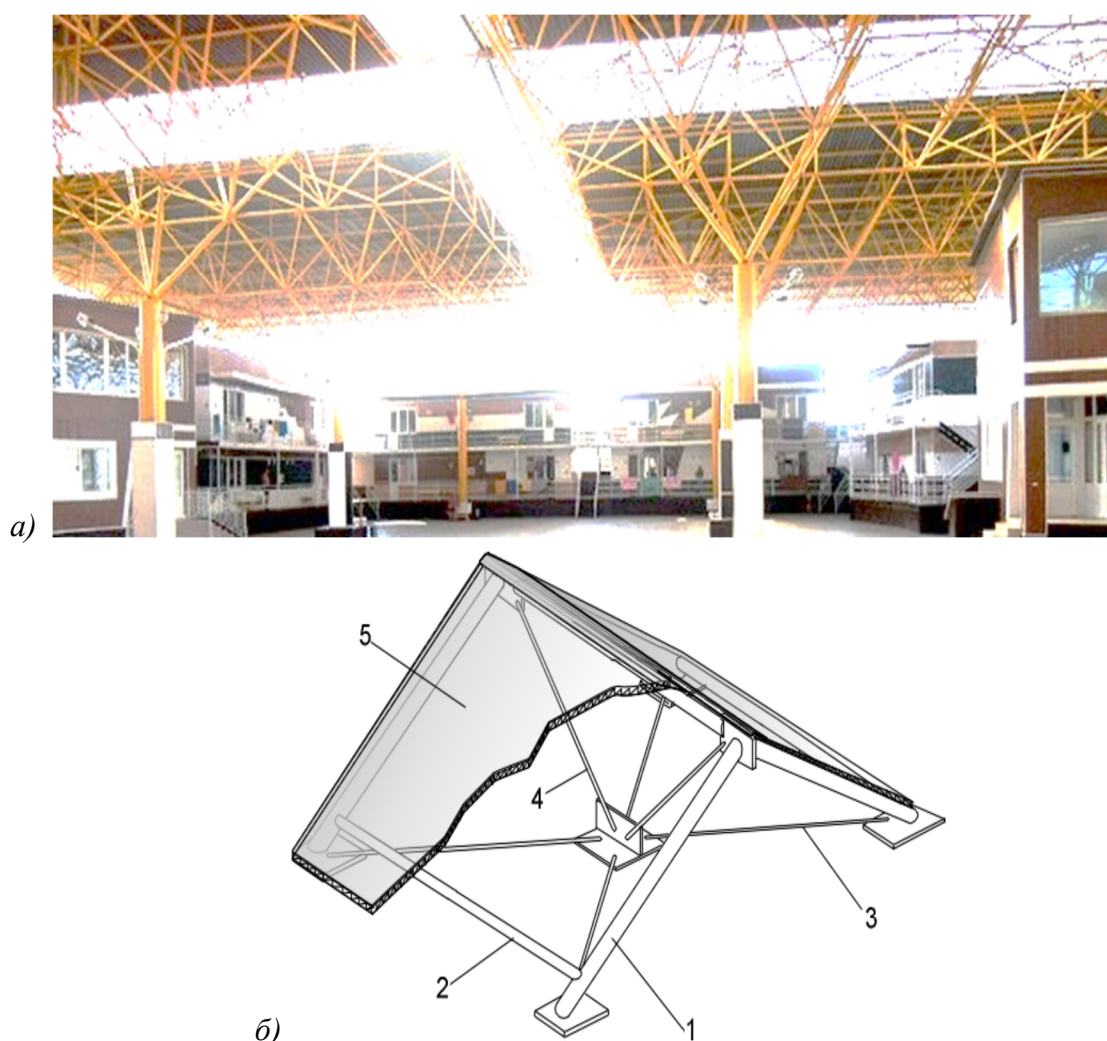


Рис. 3. Конструктивне рішення просторово-стрижневого комбінованих конструкцій:
 а) загальний вигляд споруди; б) просторовий блок покриття 1, 2 – несучі елементи (металеві замкнуті профілі), 3 – затяжка, 4 – розкіс, 5 – обшивка із стільникового полікарбонату

Висновки. Зазначені принципи формоутворення пов'язані з використанням метало-пластикових профілів, полімерних панелей як огорожувальних конструкцій. Запропоновані рішення забезпечують зниження показників концентрації металу, що при розвиненій поверхні конструктивних елементів визначає необхідність розробки ефективних заходів щодо забезпечення гарантованої довговічності конструкційних пластиків.

Практичні рішення, за результатами прогнозування технічного стану конструкцій (коефіцієнт технологічної безпеки $\gamma_{sr} > 0$), спрямовані на реалізацію запобіжних заходів для забезпечення працездатності конструкцій. Стратегічні рішення при експлуатації об'єктів приймаються при розслідуванні причин аварійних ситуацій та катастроф (коефіцієнт $\gamma_{sr} \leq 0$), викликаних створенням або не створенням умов реалізації запобіжних заходів.

Література

1. Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин / Цільова комплексна програма НАН України. Зб. наук. ст. за результатами, отриманими в 2013 – 2015 рр. Наук. керівник – академік Б.Є. Патон. К.: ІЕЗ ім. Є. О. Патона НАН України, 2015. 816 с.
2. Шимановський О.В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій / Шимановський О.В., Корольов В.П. // Промислове будівництво та інженерні споруди, №1, 2008, с. 4-9.
3. Cai, Y., Zhao, Y., Ma, X., Zhou, K., Chen, Y. (2018). Influence of environmental factors on atmospheric corrosion in dynamic environment. *Corrosion Science*, 137, 163–175. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2018.03.042>.
4. Gibalenko, A. N. Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A. N. Gibalenko, V. Korolov, J. Filatov // Aktualne problemy konstrukcji metalowych : Abstr. II Polish-Ukrainian International Conference APMK (27.11-28.11.2014). – Gdansk : University of Technology. – 2014. – P. 98–102.
5. Corrosion of metals and alloys. Corrosivity of atmospheres — Classification, determination and estimation. 15. ISO 9223:2012.
6. Ministry of Regional Development of Ukraine. (2014). Corrosion protection of metal structures. Design requirements. 74. B.2.6-193:2013.
7. Korolev V.P., Filatov U.V., Selutin U.V. (2014). Development of corporate management system: technological safety of production facilities. Coll. Sciences. works of Ukrinstalkon them. V.M. Shimanovsky. Publishing house Stal. 14. 136 – 149.
8. Thoft-Christensen, P. (2011). Risk Analysis in Civil Engineering. Aalborg: Dept. of Building Technology and Structural Engineering. Structural Reliability Theory, No. 224, Vol.. R0163.
9. Estimation of steel structure corrosion risk level / V. P. Korolov, Y. Vysotsky, O. M. Gibalenko, P. V. Korolov // Eurocorr-2010. The European Corrosion Congress (13.09-17.09.2010) / From the Earth's Depths to Space Heights. – Moscow, 2010. – Book of Abstracts. – 534 p.
10. Bingen, Y. Stress, strain, and structural dynamics / Y. Bingen. – USA : Elsevier Academic Press, 2005. – 961 p.
11. Gibalenko A. Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A Gibalenko, V Korolov, J Filatov // AKTUALNE PROBLEMY KONSTRUKCJI METALOWYCH. 2014, Gdańsk Poland. - P. 98-102.
12. ISO 9001:2015. Quality management systems – Requirements. Available at: <https://www.iso.org/standard/62085.html>
13. Ealey, L. A. (1994). Quality by Design: Taguchi Methods and U.S. Industry. ASI Press and Irwin Professional Publishing.
14. Korolov V. Design criteria of reliability and safety in the design of corrosion protection of structural steel / V. Korolov, Y. Vysotsky, Y. Filatov / EUROCORR-2014. The European Corrosion Congress «Improving materials durability: from cultural heritage to industrial applications». – Pisa, Book of Abstracts. 2014. 88 p.

15. Zienkiewicz O.C. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics Sixth edition / O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor // Elsevier Butterworth-Heinemann Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP 30 Corporate Drive, Burlington, MA 01803. 2005. 648 p.
16. Guedes Soares, C., Garbatov, Y., Zayed, A. and Wang, G. (2009). Influence of Environmental Factors on Corrosion of Ship Structures in Marine Atmosphere. Corrosion Science. 51, 2014-2026.
17. American Rust Standard Guide. New York: American Institute for Steel Classification. American rust standard guide. New York: American Institute for Steel Classification, c. 1968 (OCoLC)746104088, Media Type: Book. Publisher: American Institute for Steel Classification. Publish Date: 31/12/2002. Code ID: 24016. Pages: 12

THE DECREASE IN THE LEVEL OF CORROSION HAZARD IN THE RATIONAL DESIGN OF METAL STRUCTURES

Gibalenko O.M., D.Sc., Professor,
grin196102@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2979-5225
OJSC "V. Shimanovsky UkrRDSteelconstruction", Kyiv,
Chyzhenko N.P., PhD, Associate Professor,
chyzhenko_np@ukr.net, ORCID: 0000-0002-9152 2474,
National Transport University, Kyiv
Melnik G.O., postgraduate
melnikpstu@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1084-5539
Azov State Technical University, Mariupol

Abstract. Expansion of functional possibilities of the use of combined designs in the construction, improvement of architectural expressiveness of buildings and structures determine the need for improved requirements to ensure the quality and reliability of means and methods of corrosion protection. Currently, the development of computational methods to assess the reliability and structural safety associated with the construction of in-formation-analytical database key parameters of corrosion condition of metal construction. **Methodology.** This way creates the basis for setting and implementing management tasks operational life of buildings and structures in corrosive environments by improving the quality and reliability of primary and secondary protection of steel structures based on the level of corrosion hazard. **Results.** When using the principles of the process approach is the formulation and implementation of tasks of management of operational service life in corrosive environments. The principles of ensuring safety in terms of corrosion risk include the rationale for the sequence of steps to evaluate the survivability of building structures based on the principles of robust design, improvement and control measures the primary and secondary corrosion protection. **Scientific novelty.** The implementation of protection measures against corrosion according to the corrosion risk criterion helps to ensure the requirements of reliability of building structures in accordance with the design provisions of limit state method and to solve the problems of control of technological security for the rated life of construction projects. objects. **Practical significance.** The proposed generalized indicators of the actual structures' corrosion state determine the structure's operability as a whole. The functional dependencies between the operability of the main and auxiliary structures are established. The relationship between the values of corrosion resistance indicators and metal structures durability are determined. Actual technical condition control consists of checking that the values of these indicators are within acceptable limits. Taking into account the degree of operating environment aggressiveness is one of the determining factors in order to ensure the secondary protection effectiveness against corrosion. This procedure is the basis for the rational specifications appointment for anti-corrosion protection systems with subsequent display in the design and technological documentation.

Keywords: steel structures, monitoring, corrosion hazard, damage, actual condition.

УДК 624.011

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-59-66

МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПІДСИЛЕНОГО ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОГО ЗГИНАЛЬНОГО ДЕРЕВ'ЯНОГО ЕЛЕМЕНТУ

Гомон П.С., к.т.н., доцент

p.s.homon@nuwm.edu.ua, ORCID: 0000-0003-2080-5650

Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне

Анотація. Описано спосіб попереднього напруження шляхом вклеювання армуючих елементів в дерев'яну балку. Встановлено раціональну послідовність виконання попереднього напруження. Змодельовано та спрогнозовано роботу дерев'яної балки за попереднього напруження та отримані теоретичні графіки «момент-кривина» для найнебезпечнішого перерізу в середині прольоту.

Ключові слова: деревина, кривина, несуча здатність, армування, попереднє напруження, композитна арматура.

Постановка проблеми. Беззаперечним недоліком деревини при використанні в будівництві є її надмірна гнучкість [1]. Одним з способів підвищення жорсткості елементів з деревини є використання попереднього напруження та армування більш жорсткими елементами. Сам процес виготовлення попередньо-напружених згинальних елементів запропонований нами є досить простий. З іншого боку визначення необхідних зусиль, необхідного вигину балки, щоб забезпечити надійну роботу, запобігання руйнуванню елементу в той же час є досить складним процесом та потребує додаткової уваги.

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій. Вивчення даної тематики займалися різні вчені. Зазвичай вивчалось додавання різного роду армування в дерев'яні та деревоклеєні згинальні елементи [2-11]. Однією з найцікавіших робіт є праця [7], в якій було запропоновано армування дерев'яних балок за допомогою різного виду арматури. При цьому вивчався її вплив на міцність та жорсткість. Авторами було відзначено позитивний вплив на жорсткість балки, збільшення зусилля, за якого настає граничний прогин. Також з врахуванням нового підходу до визначення напружено-деформованого стану з врахуванням пружно-пластичної роботи деревини [12, 13], було поставлено задачу вдосконалити роботу дерев'яних армованих згинальних елементів та теоретично змодельовати їх роботу.

Постановка цілей і завдань досліджень. Було поставлено задачу по збільшенню несучої здатності за граничними станами «другої» групи. А саме зменшення прогинів в згинальних елементах при тому ж моменті. Було уже відомо, що будь-яке армування більш жорсткими матеріалами в стиснутій та розтягнутій зоні суттєво збільшує жорсткість конструкцій. Одним із таких способів є попереднє напруження, яке є простим у виконанні. Саме один із способів попереднього напруження наведений в статті. Іншою не менш важливою задачею є описання передумов для визначення напружено-деформованого стану, в якому перебуває згинальний елемент на різних етапах завантаження.

Виклад основного матеріалу. Розглянемо один з способів попереднього напруження, а саме спосіб, за яким балка отримує внутрішні напруження за рахунок відпуску згинального елемента після дії зовнішнього навантаження шляхом вклеювання армованих елементів [14]. Принцип такого напруження можна описати в такій послідовності:

1. Створюємо в згинальному елементі вигин, прикладаючи на елемент зовнішнє навантаження (Рис. 1). При цьому висота прогину елемента складатиме f_1 .

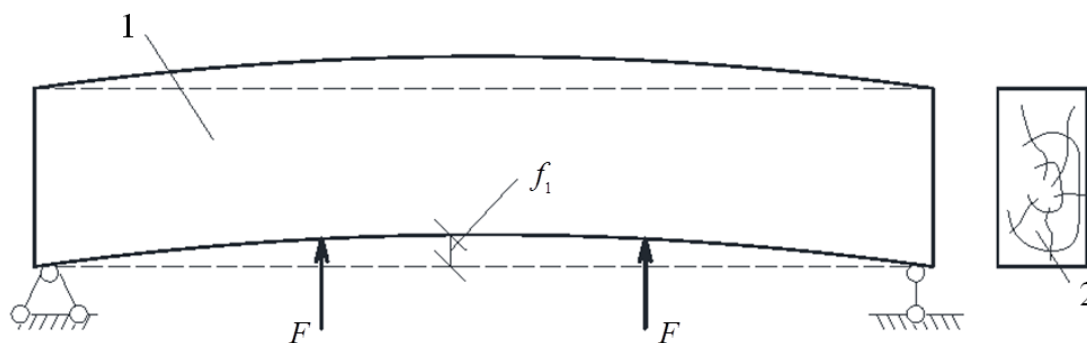


Рис. 1. Створення вигину згинального елемента для створення попереднього напруження (де 1 – згинальний дерев'яний елемент; 2 – поперечний переріз згинального дерев'яного елемента)

2. Армуємо нижню зону згинального елемента (Рис. 2). При цьому нам необхідно знати, при якому саме напружено-деформованому стані було встановлено армований елемент, щоб можливо спрогнозувати його роботу.

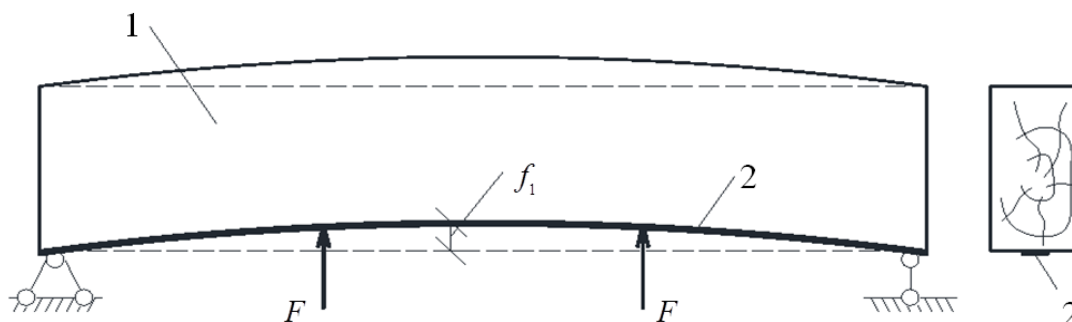


Рис. 2. Вклеювання армуючого елемента в розтягнуту зону згинального дерев'яного елемента (де 1 – згинальний дерев'яний елемент; 2 – армуючий матеріал)

3. Відпускаємо зусилля F , яким ми створювали вигин, в згинальному дерев'яному елементі, при цьому елемент хоче набути його початкової форми, проте цьому буде заважати арматура, яка буде сприймати частину навантаження та залишить невеликий вигин (Рис. 3). Саме в цьому положення потрібно буде армувати і протилежну зону згинального елемента.

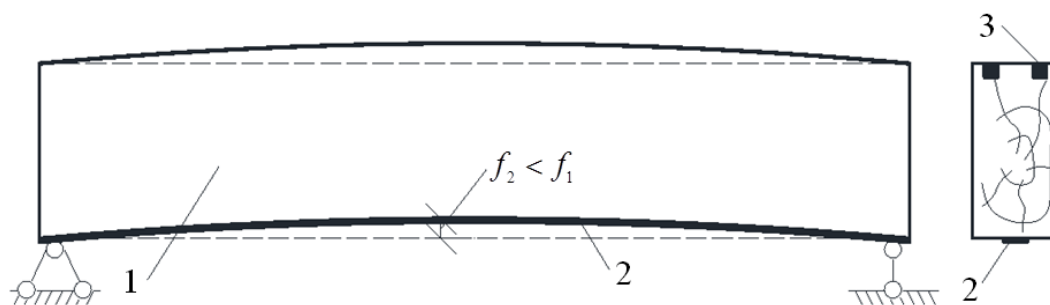


Рис. 3. Вклеювання арматури в стиснуту зону згинального дерев'яного елемента (де 1 – згинальний дерев'яний елемент; 2 – арматура розтягнутої зони; 3 – арматура стиснутої зони)

Рівень попереднього напруження, а саме кривини, яку набуває згинальний елемент після попереднього напруження залежить від початкової кривини дерев'яного елемента, а також від площі та фізико-механічних характеристик матеріалів, що армують зони балки.

Для визначення попереднього напруження встановимо напружено-деформовані стани згинального елемента, які виникають після вклеювання та відпуску зовнішнього зусилля. При цьому можна виділи 3 рівня напружено-деформованого стану (рис. 4).

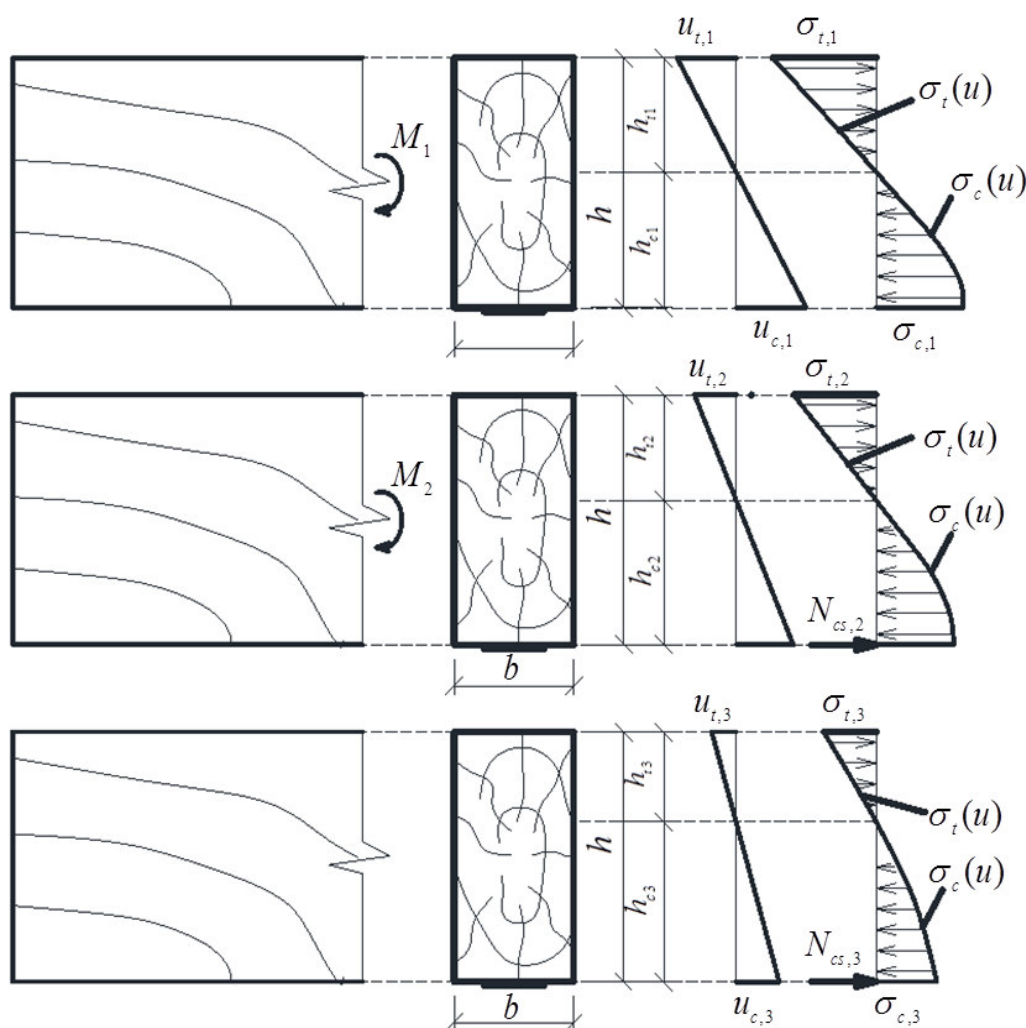


Рис. 4. Три стадії напружено-деформованого стану при попередньому напруженні згинального дерев'яного елемента

На всіх стадіях напружено-деформованого стану згинальний елемент знаходиться у від'ємній кривині. Нижня частина згинального елемента стиснута, а верхня розтягнута на всіх стадіях. На першій стадії стиснута зона складає більшу частину, ніж розтягнута, відносні деформації стиснутої нижньої зони куди має кріпитись матеріал, який армує балку, складають саме ці відносні деформації та є початковим стартом для роботи армованого елемента.

Рівняння рівноваги на першій стадії буде рівним (1)

$$\begin{cases} M_1 = M_{c,1} + M_{t,1}; \\ N_{c,1} = N_{t,1}, \end{cases} \quad (1)$$

де M_1 - момент від дії зовнішнього навантаження; $M_{c,1}$, $M_{t,1}$ - внутрішні моменти, що сприймають стиснута та розтягнута зони; $N_{c,1}$, $N_{t,1}$ - внутрішні зусилля, що сприймає стиснута та розтягнута зони.

На другій стадії при зменшенні згинального моменту від M_1 до моменту M_2 проходить внутрішній перерозподіл зусиль. Окрім моменту, що сприймає стиснута та розтягнута зони виникає момент і у розтягнутому армованому елементі, при цьому рівняння внутрішньої рівноваги буде змінено на (2), при цьому зміниться рівновага внутрішніх зусиль, що спроектована на вісь x з появою внутрішнього зусилля, що сприймає розтягнута арматура $N_{cs,1}$.

$$\begin{cases} M_2 = M_{c,2} + M_{t,2} - M_{sc,2}; \\ N_{t,2} + N_{sc,2} - N_{c,2} = 0; \end{cases} \quad (2)$$

де $M_{sc,2}$, $N_{sc,2}$ - згинальний момент та внутрішнє зусилля, що сприймає армований елемент.

Третя стадія характеризується відсутністю зовнішнього навантаження, а це спричиняє рівновагу між внутрішніми зусиллями згинального попередньо-напруженого елемента. Рівняння рівноваги для такого перерізу буде рівне (3)

$$\begin{cases} M_{sc,3} = M_{c,3} + M_{t,3}; \\ N_{t,3} + N_{sc,3} - N_{c,3} = 0; \end{cases} \quad (3)$$

З останнього рівняння рівноваги зрозуміло, що все попереднє напруження забезпечує саме армуючий матеріал. Запишемо чому дорівнює згинальний момент та внутрішнє зусилля, що сприймає він (4) та (5).

$$N_{sc,3} = A_{sc} f_{sc}(u) \quad (4)$$

$$M_{sc} = N_{sc} y_{sc} = A_{sc} f_{sc}(u) y_{sc} \quad (5)$$

Використовуючи відомі формули з визначення внутрішніх зусиль в дерев'яному згинальному елементі, а також внутрішні зусилля в армуючому матеріалі можливо побудувати графіки «момент-кривина» для попередньо-напруженого елемента. Загальна форма таких графіків буде мати форму Рис. 5.

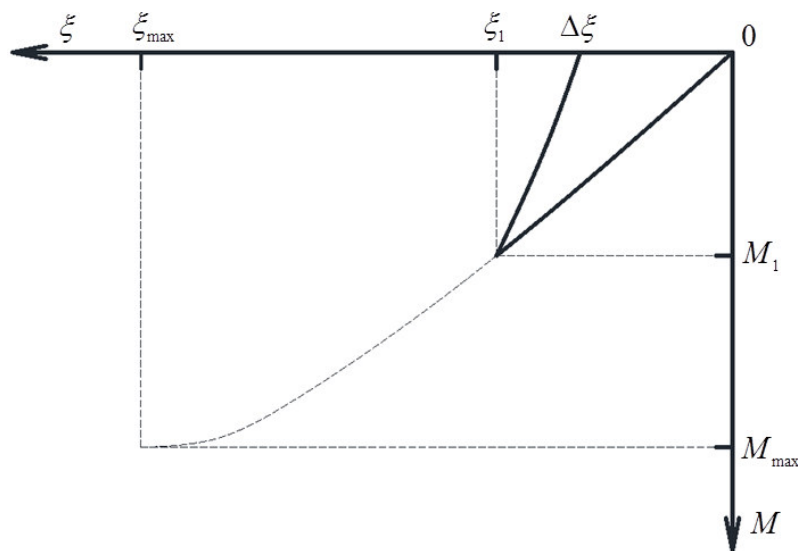


Рис. 5. Загальний вигляд графіку «момент-кривина» при попередньому напруженні згинального дерев'яного елемента

Моделювання згинального елемента під час попереднього напруження надає змогу визначити внутрішні напруження, які виникають в елементі, розрахувати залишкову кривину, а також прогин елемента. Під час використання елемента, як несучої конструкції, поперечний переріз в елементі може знаходити, як з додатною, так і з від'ємною кривиною. Особливості цих двох напружено-деформованих станів проявляється в зміні положення стиснутої та розтягнутої зони. В першому випадку стиснута зона знаходиться в нижній частині елемента, а верхню частину займає розтягнута зона. Після того, як кривина змінює свій знак з від'ємного на додатний, верхня частина стає стиснутою, а нижня розтягнутою (Рис. 6). Для цих двох випадків рівняння рівноваги будуть також різними.

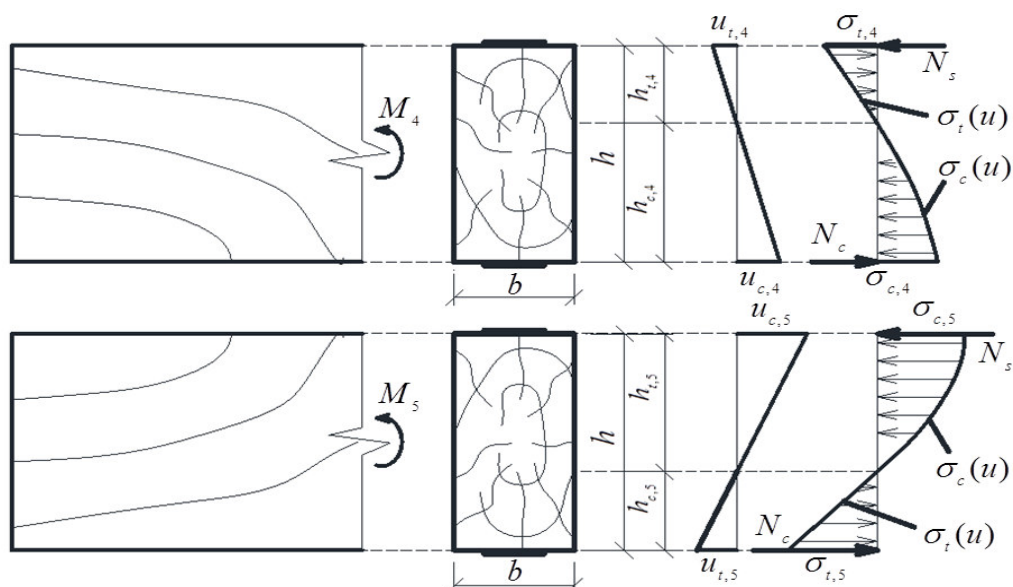


Рис. 6. Напружено-деформовані стани попередньо напруженого згинального дерев'яного елемента

В першому випадку на початку роботи рівняння рівноваги будуть рівними

$$\begin{cases} M_4 = M_{c,4} + M_{t,4} - M_{c,4} - M_{s,4}; \\ N_{t,4} - N_{c,4} + N_{c,4} - N_{s,4} = 0; \end{cases} \quad (6)$$

При другому варіанті завантаження напружено-деформований стан згинального елемента буде описуватися наступними рівняннями

$$\begin{cases} M_4 = M_{c,4} + M_{t,4} + M_{c,4} + M_{s,4}; \\ N_{t,4} + N_{c,4} - N_{c,4} - N_{s,4} = 0; \end{cases} \quad (7)$$

Вихідними параметрами будуть відносні деформації стиску та розтягу в крайніх волокнах деревини, відносні деформації в елементах армування, початкова кривина перерізу.

Вихідним же результатом є узагальнений вигляд графіку «момент-кривина» для найнебезпечнішого перерізу згинального елемента буде мати вигляд Рис. 7.

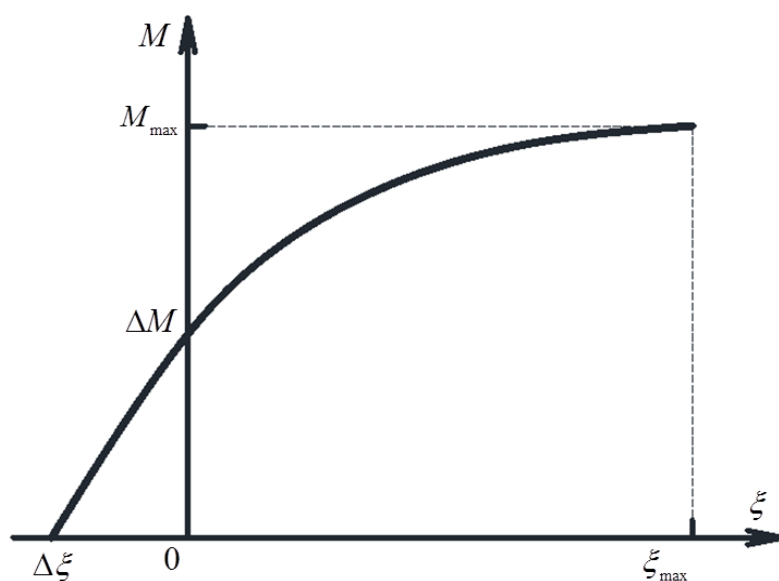


Рис. 7. Загальний вигляд графіку «момент-кривина» при роботі попередньо напруженого згинального дерев'яного елемента

Висновки. В результаті моделювання роботи згинального дерев'яного елемента можна зробити висновок, що при попередньому напруженні поперечний переріз проходить 3 основних напружено-деформованих стани. Кожен з яких має свою особливість розрахунків. Встановлено, що робота елемента має два напружених стани з додатною та від'ємною кривиною. Згинальний елемент по довжині має різні рівні попереднього напруження в перерізі, може мати різну схему завантаження за таких умов, в той же час при його роботі в складі конструкції будівлі чи споруди спостерігається ще інший напружено-деформований стан. Отже, розрахунок таких елементів потрібно виконувати тільки шляхом складного моделювання з врахуванням всіх зовнішніх факторів.

Література

1. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. Київ: ДП Укрархбудінформ, 2017. 111с.
2. Бондарчук Т. Б., Башинський О.І., Пелешко М.З. Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою. Вісник ЛДУБЖД, 2014. №9. С. 184-189.
3. Турковский С. Б., Погорельцев А.А. Деревянные конструкции на основе наклонно вклеенных стержней. Система ЦНИИСК. Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2008. №6. С. 26-28.
4. Репин В. А. Деревянные балки с рациональным армированием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. 2000. 158 с.
5. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве: учебное пособие, 2002. 68 с.
6. Гомон С. С., Поліщук М.В. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. Міжнародна науково-практична конференція «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат». Тези доповідей. Дубляни, 2019. С. 99-100.
7. Демчина Б. Г., Сурмай М.І., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Досвід виготовлення дощатоклеєних балок армованих неметалевою арматурою // Сучасні будівельні матеріали, конструкції та інноваційні технології зведення будівель і споруд: Вісник ДонНАБА. Вип. 5 (85). Т. II. Макіївка: ДонНАБА, 2010. С. 193-197.
8. Стоянов В. В. Усиление балочных конструкций методом послойного армирования. Известия вузов «Строительство», 2013. №11. С. 44-47.
9. Єрмоленко Д.А., Іщенко М.С. Міцність та деформативність клеєних дерев'яних балок, армованих полімерною сіткою. ACADEMIC JOURNAL Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Полтава: ПНТУ, 2017. Т. 2 (47). С. 140-147.
10. Патент на корисну модель № 135229 Україна, МПК E04C 3/12 (2006.01). Клеєна дерев'яна балка / Гомон С.С., Поліщук М.В.; заявники і власники Національний університет водного господарства та природокористування, Гомон С.С., Поліщук М.В. -№ у 201900104; заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. №12.
11. Sobczak-Piastka J., Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S. Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. Buildings 2020, 10(5), 92. doi:10.3390/buildings10050092.
12. Gomon S., GomonS., Pavluk A., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Completed efections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of low cycle loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020021 (2019).
13. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2011. Випуск 21. С. 176-180.
14. Патент на корисну модель № 143340 Україна, МПК E04C 3/26 (2006.01). Спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок з клеєної деревини. / Гомон С.С., Гомон

П.С., Поліщук М.В.; заявники і власники Національний університет водного господарства та природокористування-№ u2020 00431; заяв. 27.01.2020; опубл. 27.07.2020, Бюл. №14.

References

1. DBN V.2.6-161:2017. Konstruktsiyyi budynkiv i sporud. Derev'yani konstruktsiyyi. Osnovni polozhennya. Kyiv: DP Ukrarkhbudinform, 2017. 111s.
2. Bondarchuk T. B., Bashyns'kyi O.I., Peleshko M.Z. Nesucha zdatnist' ta vohnestiykist' derev'yanykh balok armovanykh zovnishn'oyu strichkovoyu armaturoyu. Visnyk LDUBZHD, 2014. №9. S. 184-189.
3. Turkovskiy S. B., Pogorel'tsev A.A. Derevyannyye konstruktsii na osnove naklonno vkleynnykh sterzhney. Sistema TSNIISK. Stroitel'nyye materialy, oborudovaniye, tekhnologii KHKHÍ veka. 2008. №6. S. 26-28.
4. Repin V. A. Derevyannyye balki s ratsional'nyim armiroyaniyem: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01, 2000. 158 s.
5. Shchuko V.YU., Roshchina S.I. Armirovannyye derevyannyye konstruktsii v stroitel'stve: uchebnoye posobiye, 2002. 68 s.
6. Gomon S. S., Polishchuk M.V. Vlashtuvannya kombinovanoho armuvannya balok iz kleyenoyi derevyny. Mizhnarodna naukovopraktychna konferentsiya «Efektyvni tekhnolohiyi i konstruktsiyyi v budivnytstvi ta arkhitektura sela. Rozrobka innovatsiynykh modeley ekoposelen' Prykarpattya ta Karpat». Tezy dopovidey. Dublyany, 2019. – s. 99-100.
7. Demchyna B. H., Surmay M.I., Kravz A.R., Blyakhar T.Y. Dosvid vyhotovlennya doshchatokleyenyykh balok armovanykh nemetalevoyu armaturoyu // Suchasni budivel'ni materialy, konstruktsiyyi ta innovatsiyni tekhnolohiyi zvedennya budivel' i sporud: Visnyk DonNABA. Vyp. 5 (85): t. II. Makiyivka: DonNABA, 2010. S. 193-197.
8. Stoyanov V. V. Usylenye balochnykh konstruktsiy metodom posloynoho armyrovannya. Yzvestyya vuzov «Stroytel'stvo», 2013. №11. S. 44-47.
9. Yermolenko D.A., Ishchenko M.S. Mitsnist' ta deformatyvnist' kleyenyykh derev'yanykh balok, armovanykh polimernoyu sitkoyu. ACADEMIC JOURNAL Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Poltava: PNTU, 2017. T. 2 (47). S. 140-147.
10. Patent na korysnu model' № 135229 Ukrayina, MPK E04S 3/12 (2006.01). Kleyena derev'yana balka / Homon S.S., Polishchuk M.V.; zayavnyky i vlasnyky Natsional'nyy universytet vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannya, Homon S.S., Polishchuk M.V. -№ u 201900104; zayav. 03.01.2019; opubl. 25.06.2019, Byul. №12.
11. Sobczak-Piastka J., Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S. Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. Buildings 2020, 10(5), 92.
12. Gomon S., GomonS., Pavluk A., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Completed eflections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of low cycle loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020021 (2019).
13. Gomon S.S. Stadiyi napruzhenodeformovanoho stanu normal'nykh pereriziv roboty derevyny na z'hyn. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyyi, budivli ta sporudy. Rivne, 2011. Vypusk 21. S. 176-180.
14. Patent na korysnu model' № 143340 Ukrayina, MPK E04S 3/26 (2006.01). Sposib napruzheniya zovnishn'oyi strichkovoyi armatury balok z kleyenoyi derevyny. / Gomon S.S., Gomon P.S., Polishchuk M.V.; zayavnyky i vlasnyky Natsional'nyy universytet vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannya-№ u2020 00431; zayav. 27.01.2020; opubl. 27.07.2020, Byul. №14.

SIMULATION OF WORK OF A REINFORCED PRE-STRESSED WOODEN ELEMENT

Homon Petro, PhD, Associated Professor,
p.s.homon@nuwm.edu.ua, ORCID: 0000-0002-5312-0351
National University of Water and Environmental Engineering, Rivne

Annotation: An undeniable disadvantage of wood when using it in construction is its excessive flexibility. One of the ways to increase the stiffness of wooden elements is to use prestressing and reinforcement with stiffer elements. The manufacturing process of pre-stressed bending elements proposed by us is simple. However, determining the necessary effort, the necessary bending of the beam to ensure reliable operation, preventing the destruction of the element is quite difficult.

One of the methods of prestressing is described, namely, the method by which the beam receives internal stresses due to the release of the bending element after the action of the external load by gluing reinforced elements. The principle of such tension can be described in the following sequence: 1. We create a bend in the bending element by applying an external load to the element. 2. We reinforce the lower zone of the bending element. At the same time, we need to know under which stress-strained state the reinforced element was installed, so that its operation can be predicted. 3. We remove the applied force with which we created the bend in the flexible wooden element, while the element wants to acquire its original shape, but this will be prevented by the armature, which will absorb part of the load and leave a small bend. It was established that the level of prestressing, namely the curvature acquired by the bending element after prestressing, depends on the initial curvature of the wooden element, as well as on the area and physical and mechanical characteristics of the materials reinforcing the beam zones. To determine the prestress, it is necessary to establish the stress-deformed states of the bending element, which occur after gluing and release of the external force. At the same time, 3 levels of the stress-strain state can be distinguished. 1. At the first stage, the compressed zone is more than the stretched zone. The relative deformations of the compressed lower zone, where the material is to be attached, is the initial start for the work of the reinforced element. 2. At the second stage, the external bending moment decreases, the internal redistribution of forces takes place, in addition to the moment perceived by the compressed and stretched zone, a moment also occurs in the stretched reinforced element. 3. The third stage is characterized by the absence of an external load, and this causes a balance between the internal forces of the bending prestressed element. The equilibrium equation for three stages was obtained. When using the element as a load-bearing structure, the cross-section in the element can be with both positive and negative curvature. The peculiarities of these two stress-strain states are manifested in the change in the position of the compressed and stretched zones. In the first case, the compressed zone is located in the lower part of the element and the upper part is occupied by the stretched zone. After the curvature changes its sign from negative to positive, the upper part becomes compressed, and the lower part becomes stretched. As a result of the simulation, it is possible to conclude that the cross-section of a bending wooden element undergoes 3 main stress-deformed states during prestressing and two during its operation.

Key words: wood, curvature, bearing capacity, reinforcement, prestressing, composite reinforcement.

УДК 624.011

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-67-74

ЩОДО УДОСКОНАЛЕННЯ ДІЮЧИХ НОРМАТИВНИХ ДОКУМЕНТІВ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ЗГИНАЛЬНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА КОНСТРУКЦІЙ**Гомон С.С.**, д.т.н., професор,

s.s.homon@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0003-2080-5650

Гомон Св.Св., д.т.н., професор,

s.s.gomon@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0001-9818-1804

Павлюк А.П., к.т.н., ст. викладач

a.p.pavliuk@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0003-3958-0519

Пугач Ю.В., аспірант

y.v.puhach@nuwm.edu.ua: ORCID: 0009-0002-2496-1159

Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне

Анотація. Встановлено, що на сучасному етапі методика експериментальних досліджень балок прямокутного перерізу з суцільної та клеєної деревини за поперечного згину дала можливість по іншому поглянути на методологію розрахунку нормальних поперечних перерізів згинальних елементів. Багатьма авторами, які проводили експериментальні та теоретичні дослідження роботи балок з деревини, вказують на те, що нейтральна силова лінія в поперечному перерізі елемента в умовах прямого поперечного згину за зростання рівня дії одноразового навантаження зміщується в сторону розтягнутої зони. Встановлено, що використання моменту опору поперечного перерізу елемента W_y , що використовується при визначенні тимчасового опору деревини згину, за діючими нормативними документами є помилковим, оскільки він визначається тільки у випадку співпадіння силової нейтральної лінії з лінією центра ваги поперечного перерізу. В іншому випадку отримані результати з використанням моменту опору є не достовірними.

В подальшому необхідно розробити методики для визначення дійсних характеристичних значень та запропонувати їх при розробці національних та європейських нормативних документів. А також провести їх привселюдне обговорення.

Ключові слова: суцільна та клеєна деревина, балка, несуча здатність, характеристична міцність, момент опору.

Постановка проблеми. Завдяки своїй міцності, красі, простоті в обробці та монтажі деревина давно надихає проектувальників на все більше застосування її в простих та складних дерев'яних конструкціях. А використання клеєної деревини в будівництві, яка виготовляється шляхом з'єднання окремих дошок, спресованих пошарово під тиском, дозволяє звести до мінімуму вплив природних вад та недоліків матеріалу. Найчастіше використовують деревину у якості згинальних елементів. Але на практиці конструкції з деревини потребують удосконалення розрахунку. Рекомендований чинними нормами [1, 2] розрахунок згинальних елементів з суцільної та клеєної деревини за нормальним поперечним перерізом потребує використання моменту опору поперечного перерізу елемента W_y та розрахункових значень міцності деревини на згин, які визначаються на основі законів роботи ідеально пружного матеріалу під навантаженням за пропозиціями EN 384 [3] та на основі випробувань, що регламентує EN 408 [4]. Деревина не є таким матеріалом. Тому розрахунок згинальних елементів з деревини рекомендований чинними нормативними документами [1, 2] потребує додаткового аналізу.

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій. На сьогоднішній день вивченням дійсної роботи та напружено-деформованого стану згинальних дерев'яних елементів і конструкцій займалося досить обмежена кількість вчених та представлено лише деякими працями за прямого [5-13] та косоного поперечного згину [14-17]. При цьому встановлено, що

стиснута та розтягнута зони елементів з цільної чи клеєної деревини, які працюють на поперечний згин без зміни положення нейтральної лінії, як рекомендують норми [1, 2], не є рівно міцними.

Також необхідно говорити про те, що почалося дослідження підсилення клеєних дерев'яних балок армуванням із застосуванням сталевих арматур та композитних матеріалів [12, 18-22]. При цьому подвійне армування вважається найефективнішим. У багатьох іноземних країнах використання сталевих арматур та композитних матеріалів для армування дерев'яних елементів не є новим. Але в діючих нормативних документах Євросоюзу [1] та України [2] підсилення дерев'яних елементів за допомогою армування ніяким чином не відображено та не регламентується.

Постановка цілей і завдань досліджень. Мета роботи – провести аналіз що до використання характеристичних значень міцності деревини згину приведених в Єврокод 5 та ДБН В.2.6-161:2017 при проектуванні дерев'яних конструкцій з цільної та клеєної деревини за поперечного згину.

Методика експериментальних досліджень. Експериментальні дослідження дійсного напружено-деформованого стану конструкцій за дії прямого поперечного згину та косоного згину елементів з цільної та клеєної деревини показав невідповідність отриманих експериментальних даних з даними приведеними в Єврокод 5 [1] та ДБН В.2.6-161:2017 [2].

Чому виникла така невідповідність? Давайте проаналізуємо деякі механічні характеристики:

1. Аналіз показав, що в чинних нормах [1, 2] приведені характеристичні значення міцності деревини згину $f_{m,k}$ є недостовірними із-за базування на твердженнях, які прийняті як аксіоми пружної роботи деревини за повздовжнього розтягу, стиску та поперечного згину до межі умовної пропорційності. Але це твердження повністю спростовує анізотропія деревини в області її роботи на повздовжній розтяг та стиск. Коли деревина, як відомо, за повздовжнього розтягу (90-95)% до руйнування працює пружно, а тоді можна допустити, що вона взагалі працює пружно, тобто відносні деформації її зростають лінійно зростанням напружень. Тоді як за найменшого навантаження прикладеного до деревини за повздовжнього стиску виникає нелінійне деформування зі зростанням пружних, еластичних та пластичних відносних деформацій [23]. Та й міцність на повздовжній розтяг майже в два рази перевищує міцність деревини за повздовжньому стиску. Тому навіть за однакових відносних деформацій в деревині $u_c = u_t$ виникають різні напруження стиску та розтягу, тобто $\sigma_{c,d} < \sigma_{t,d}$ (Рис. 1).

Якщо це враховувати при роботі елемента з деревини, що працює на поперечний згин, то, наприклад, в крайніх найбільш віддалених від нейтральної лінії шарах деревини навіть за однакових відносних деформацій напруження в стиснутій зоні будуть менші за напруження в розтягнутій зоні навіть на другій чи третій стадії роботи елемента [7]. На четвертій стадії роботи – стадії руйнування, за досягнення крайніми шарами деревини елемента, що працює на поперечний згин, граничних відносних деформацій напруження розтягу можуть перевищувати в два рази напруження стиску. Але для зазначених чинних норм [1, 2] саме на цій стадії визначається тимчасовий опір деревини згину f_m [3] і приймається **однаковим за значеннями**, як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах, з подальшим встановленням характеристичних значень міцності деревини згину f_{mk} [4].

2. В діючих нормативних документах [1,2] розрахунок міцності елемента з цільної чи клеєної деревини згину проводять за силовою моделлю з умови пружної роботи матеріалу. Міцність розрахункового поперечного перерізу з деревини прямокутного перерізу, що працює на поперечний згин визначають за формулою

$$f_m = \frac{M_{\max}}{W_y}. \quad (1)$$

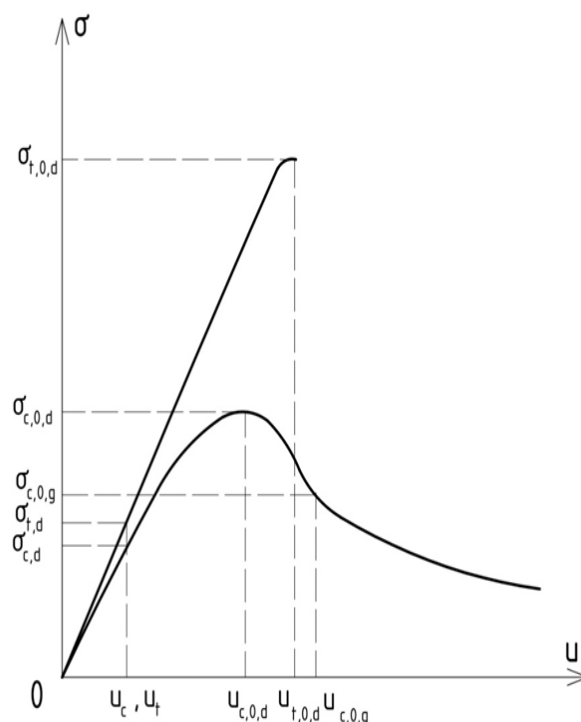


Рис. 1. Оптимізовані дійсні (повні) діаграми деформування вздовж волокон деревини стиску та розтягу

Тоді несуча здатність елемента з деревини прямокутного перерізу (Рис.2), що працює на поперечний згин згідно [1, 2] буде мати наступний вигляд

$$M_{\max} = 2(A_{f_{md}} \cdot z_c)b = 2\left(\frac{1}{2} f_{md} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2}\right)b = f_{md} \frac{bh^2}{6} = f_{md} W_y, \quad (2)$$

де $A_{f_{md}} = \frac{1}{2} f_{md} \cdot \frac{h}{2}$ – площа нормальних напружень стиснутої чи розтягнутої зон розрахункового поперечного нормального перерізу елемента, що працює на поперечний згин; f_{md} – розрахунковий опір згину деревини, який встановлюють на основі характеристичного значення міцності при згині f_{mk} з урахуванням коефіцієнта перетворення (k_{mod}), що враховує тривалість дії навантаження та температуро-вологісні умови експлуатації з урахуванням коефіцієнта надійності за матеріалом (γ_M); h – висота поперечного перерізу елемента, що згинається; $z_c = \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2}$ – відстань від центра ваги епюри нормальних напружень у вигляді трикутника до головної осевої лінії прямокутного перерізу балки Y-Y; b – ширина поперечного перерізу балки; W_y – момент опору прямокутного поперечного перерізу.

Отже, момент опору для прямокутного поперечного перерізу, що використовується при визначенні максимальної несучої здатності при поперечному згині у формулі 1 і виведений у формулі 2 закладений у вигляді

$$W_y = \frac{bh^2}{6}. \quad (3)$$

Встановлюється момент опору поперечного розрахункового перерізу W_y , лише в тому випадку коли силова нейтральна лінія (площина) проходить тільки через центр ваги поперечного перерізу елемента, що згинається і розташовується посередині балки на висоті $x = \frac{h}{2}$.

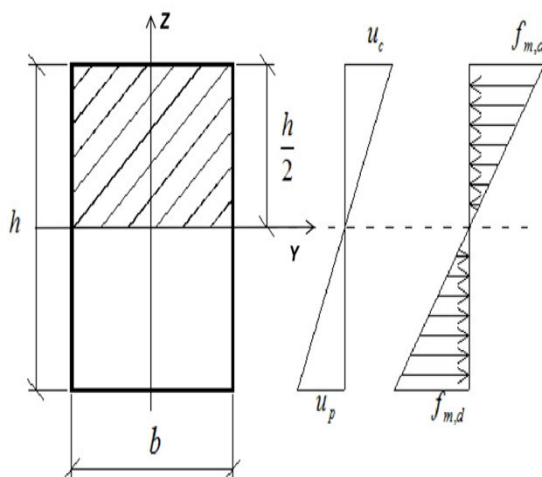


Рис. 2. До розрахунку нормальних перерізів згинальних елементів з деревини: h – висота згинального елемента; b – ширина згинального елемента; f_{md} – нормальні напруження стиску та розтягу; u_c – відносні деформації найбільш віддаленого шару стиснутої зони елемента; u_p – відносні деформації найбільш віддаленого шару розтягнутої зони елемента

Виходячи з міркувань, що розвиток деформацій та напружень в стиснутій та розтягнутій зонах при збільшенні навантажень проходить по-різному, а міцність на розтяг в два рази більша за міцність деревини на стиск, нейтральна силова вісь сповзає до низу і не знаходиться в точці центру ваги поперечного перерізу. Отже, можна констатувати те, що крайові напруження приблизно рівні, тільки з протилежним знаком на початковій стадії роботи деревини елемента, що працює на поперечний стиск. А використання формули (1) не дає можливість визначити дійсний напружено-деформований стан конструкції, що працює на згин на високих рівнях напружень аж до руйнування. Таким чином можна говорити про те, що тимчасова міцність деревини за повздовжнього розтягу в розтягнутій зоні при руйнуванні за граничних відносних деформацій не є рівною, а завжди майже в два рази перевищує тимчасову міцність деревини стиску деревини в стиснутій зоні згинального елемента при руйнуванні.

3. З врахуванням того факту, що за однакових відносних деформацій виникають різні напруження стиску та розтягу в стиснутій і розтягнутій зонах елемента, що працює на поперечний згин, використавши момент опору поперечного перерізу у вигляді формули (3) не можливо досягти рівноваги внутрішньої пари сил вже на другій стадії роботи. І цього тим більше не можна зробити за досягнення граничного стану елемента. Внутрішня рівновага сил на стадії руйнування є стовпом, тобто основою методу розрахунку за граничними станами.

4. Зазвичай руйнування довгих дерев'яних балок ($\frac{h}{l} \leq \frac{1}{17}$), що працюють на поперечний згин, проходить за рахунок розриву найбільш напружених зовнішніх шарів деревини і має крихкий характер. При цьому характеристичне значення «міцність деревини згину f_{mk} » залежить від середнього із скорегованих значень 5 %-го квантіля $\overline{f_{05}}$ згідно [3] для кожної з вибірок з наповненням значень, які встановлюються за формулою (1) згідно [4].

Але значення f_m , зазвичай, в крайніх шарах деревини розтягнутої зони встановлених таким чином, що досягають значень лише 70-75% міцності деревини повздовжньому розтягу $f_{t,0,k}$. Отже, руйнування деревини повздовжнім розтягом за таких значень неможливе.

В той же час в граничному стані роботи елемента з деревини, що працює на поперечний згин, напруження в крайніх шарах стиснутої зони перевищують міцність деревини на стиск вздовж волокон в 1,5 і більше разів. Оскільки рідко, коли можна спостерігати картину утворення складки із-за миттєвого перерозподілу внутрішніх

напружень і тому чомусь науковці недоречно домислюють і вважають, що деревина в стиснутій зоні може якимсь дивом перевищити свої можливості.

В результаті аналізу експериментально-теоретичних досліджень можна зробити наступні **висновки**:

1. У зв'язку зі зміщенням нейтральної силової лінії з центру ваги розрахункового поперечного перерізу згинального елемента з деревини за зростання зовнішнього моменту встановити значення моменту опору цього перерізу є неможливим.

2. Характеристичні значення міцності деревини на згин визначені за рекомендаціями [3, 4, 24] з використанням неіснуючого моменту опору поперечного перерізу елемента та прийняті в чинних нормах (Єврокод 5 та ДБН В.2.6-161:2017) для використання в розрахунках є недостовірними, оскільки вони отримані з нехтуванням пружно-пластичної роботи деревини за повздовжнього стику, а значить і за згину.

3. В подальшому необхідно розробити методики для визначення дійсних характеристичних значень та запропонувати їх при розробці національних та європейських нормативних документів. А також провести їх привселюдного обговорення.

Література

1. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. 1995. 124р.
2. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіон України, 2017. 111 с.
3. ДСТУ EN 384:2001. Деревина конструкційна. Визначення характеристичних значень механічних властивостей і щільності.
4. ДСТУ EN 408:2007. Лісоматеріали конструкційні. Конструкційна та клеєна шарувата деревина. Визначення деяких фізичних та механічних властивостей. Київ. Держспоживстандарт України. 2012.
5. Гомон С.С. Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях: дис. докт. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2020. 383 с.
6. Бабич Є.М., Гомон С.С. Особливості розрахунку елементів з деревини при прямому поперечному згині за деформаційною методикою. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Луцьк, 2019. Вип. 12. С. 21-30.
7. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2011. Випуск 21. С. 176-180.
8. Гомон С.С., Гомон С.С. Напружено-деформований стан нормальних перерізів за роботи деревини на поперечний згин з урахуванням повної діаграми деформування матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. 22. С. 265–271.
9. Сасовський Т.А. Напружено-деформований стан балок із клеєної деревини за дії малоциклових навантажень: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2016. 200 с.
10. Гомон С.С., Пугач Ю.В. Положення нейтральної лінії та її вплив на встановлення дійсних механічних характеристик деревини за поперечного згину. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 42. Рівне, 2022. С.107-115.
11. Zhou A., Bian Y., Shen Y., Huang D., Zhou M. Inelastic bending of laminated bamboo beams. BioResources 13 (1), 2018. P. 131-146.
12. Поліщук М.В. Напружено-деформований стан згинальних елементів з клеєної деревини з комбінованим армуванням: дис. докт. філософії: 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Рівне: НУВГП, 2022. 168 с.

13. Гомон С.С. Передумови до запобігання прогресуючому руйнуванню конструкцій з деревини при дії різних видів навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне. НУВГП, 2014. Вип. 29. С. 108-116.

14. Павлюк А.П. Напружено-деформований стан елементів з клеєної деревини в умовах косого згину: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2019. 200 с.

15. Павлюк А. П., Гомон С. С. Робота дерев'яних балок в умовах косого згину за різних кутів нахилу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. Рівне, 2021. Вип. 40. С. 145–158.

16. Gomon S.S., Pavluk A. P. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending Underwater technology. Kyiv, 2017. Vol.7. P. 42–48.

17. Gomon S., GomonS., Pavluk A.,Gomon P., Sobczak-Piastka J. (2019). Complete deflections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of lowcycle loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020021.

18. Бондарчук Т. Б.,Башинський О.І., Пелешко М.З. Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою. Вісник ЛДУБЖД, 2014. №9. С. 184-189.

19. Гомон С. С., Поліщук М.В. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. Міжнародна науково-практична конференція «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат». Тези доповідей. Дубляни, 2019. С. 99-100.

20. Демчина Б. Г., Сурмай М.І., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Досвід виготовлення дощатоклеєних балок армованих неметалевою арматурою // Сучасні будівельні матеріали, конструкції та інноваційні технології зведення будівель і споруд: Вісник ДонНАБА. Вип. 5 (85): Т. II. Макіївка: ДонНАБА, 2010. С. 193-197.

21. Єрмоленко Д.А., Іщенко М.С. Міцність та деформативність клеєних дерев'яних балок, армованих полімерною сіткою. ACADEMIC JOURNAL Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Полтава: ПНТУ, 2017. Т. 2 (47). С. 140-147.

22. Sobczak-Piastka J., Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S. Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. Buildings 2020, 10(5), 92.

23. Гомон С.С. Поліпшення міцнісних та деформівних властивостей суцільної деревини та композиційних матеріалів на її основі: дис. докт. техн. наук: 01.02.04. Тернопіль, 2021. 387 с.

24. ДСТУ EN 338: 2004. Лісоматеріали конструкційні. Класи міцності (EN. 338:2003, IDT).

References

1. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. 1995. 124p.

2. DBN V.2.6-161:2017. Konstruktsiyyi budynkiv i sporud. Derev'anyi konstruktsiyyi. Osnovni polozhennya.Kyyiv: DP Ukrarkhbudininform, 2017. 111s.

3. DSTU EN 384:2001. Derevyina konstruktsiyna. Vyznachennya kharakterystychnykh znachen' mekhanichnykh vlastyvostey i shchil'nosti.

4. DSTU EN 408:2007. Lisomaterialy konstruktsiyni. Konstruktsiyna ta kleyena sharuvata derevyina. Vyznachennya deyakykh fizychnykh ta mekhanichnykh vlastyvostey. Kyyiv. Derzhspozhyvstandart Ukrayiny. 2012.

5. Gomon S.S.Napruzhenodeformovanyy stan i rozrakhunok za deformatsiynoyu metodykoyu elementiv z derevyiny pry odnorazovykh ta povtornykh navantazhennyakh: monohrafiya. Rivne: Volyns'kioberehy, 2019. 288 s.

6. Babych YE.M., Homon S.S. Osoblyvosti rozrakhunku elementiv z derevyny pry pryamomu poperechnomu z'hyni za deformatsiynoyu metodykoyu. Suchasni tekhnolohiyi ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. Zbirnyk naukovykh prats'. Luts'k, 2019. Vypusk 12. S. 21-30.
7. Gomon S.S. Stadiyi napruzhenno-deformovanoho stanu normal'nykh pereriziv roboty derevyny na z'hyn. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne, 2011. Vypusk 21. S. 176-180.
8. Gomon S.S., Homon S.S. Napruzhenno-deformovanyy stan normal'nykh pereriziv za roboty derevyny na poperechnyy z'hyn z urakhuvanniam povnoyi diahramy deformuvannya materialu. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne: NUVHP, 2011. Vyp. 22. S. 265–271.
9. Sasovs'kyi T.A. Napruzhenno-deformovanyy stan balok iz kleyenoyi derevyny za diyi malotsyklovykh navantazhen': dys. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Rivne, 2018. 200 s.
10. Gomon S.S., Puhash Y.V. Polozhennya neytral'noyi liniyi ta yiyi vplyv na vstanovlennya diysnykh mekhanichnykh kharakterystyk derevyny za poperechnoho z'hynu. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Vypusk 42. Rivne, 2022. S.107-115.
11. Zhou A., Bian Y., Shen Y., Huang D., Zhou M. Inelastic bending of laminated bamboo beams. *BioResources* 13 (1). 2018. P. 131-146.
12. Polishchuk M,V. Napruzhenno-deformovanyy stan z'hynal'nykh elementiv z kleyenoyi derevyny z kombinovanyim armuvanniam: dys. dokt. filosofiyi. 192. Rivne. NUVHP, 2022.168 s.
13. Gomon S.S. Peredumovy do zapobihannya prohresuyuchomu ruynuvannyu konstruktsiy z derevyny pry diyi riznykh vydiv navantazhen'. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne, 2014. Vypusk 29. S. 108-116.
14. Pavlyuk A.P. Napruzhenno-deformovanyy stan elementiv z kleyenoyi derevyny v umovakh kosoho z'hynu: dys. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Rivne, 2019. 200 s.
15. Pavlyuk A. P., Gomon S. S. Robota doshhatokleyeny`x derev'yany`x balok v umovakh kosogo zgy`nu pry` diyi odnorazovy`x ta povtorny`x navantazhenniyax. Resursoekonomni materialy`, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne, 2017. Vy`p. 34. S. 118–128.
16. Gomon S.S., Pavluk A. P. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending Underwater technology. Kyiv, 2017. Vol.7. P. 42–48.
17. Gomon S., GomonS., Pavluk A., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Complete deflections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of lowcycle loads. *AIP Conference Proceedings* 2077, 020021 (2019).
18. Bondarchuk T. B., Bashyns'kyi O.I., Peleshko M.Z. Nesucha zdatnist' ta vohnestiykist' derev'yanykh balok armovanykh zovnishn'oyu strichkovoyu armaturoyu. *Visnyk LDUBZHD*, 2014. №9. S. 184-189.
19. Gomon S. S., Polishchuk M.V. Vlashtuvannya kombinovanoho armuvannya balok iz kleyenoyi derevyny. Mizhnarodna naukovo-praktychna konferentsiya «Efektyvni tekhnolohiyi i konstruktsiyi v budivnytstvi ta arkhitektura sela. Rozrobka innovatsiynykh modeley ekoposelen' Prykarpattya ta Karpat». Tezy dopovidey. Dublyany, 2019. s. 99-100.
20. Demchyna B. H., Surmay M.I., Kravz A.R., Blyakhar T.Y. Dosvid vyhotovlennya doshchatokleyenykh balok armovanykh nemetalevoyu armaturoyu // Suchasni budivel'ni materialy, konstruktsiyi ta innovatsiyni tekhnolohiyi zvedennya budivel' i sporud: Visnyk DonNABA. Vyp. 5 (85): t. II. Makiyivka: DonNABA, 2010. S. 193-197.
21. Yermolenko D.A., Ishchenko M.S. Mitsnist' ta deformatyvnist' kleyenykh derev'yanykh balok, armovanykh polimernoyu sitkoyu. *ACADEMIC JOURNAL Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava: PNTU, 2017. T. 2 (47). S. 140-147.
22. Sobczak-Piastka J., Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S. Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. *Buildings* 2020, 10(5), 92.
23. Homon S.S. Polipshennya mitsnisnykh ta deformivnykh vlastyvestey sutsil'noyi derevyny ta kompozytsiynykh materialiv na yiyi osnovi: dys. dokt. tekhn. nauk: 01.02.04. Ternopil', 2021. 387s.

24. DSTU EN 338: 2004. Lisomaterialy konstruktsiyni. Klasy mitsnosti (EN. 338:2003, IDT).

REGARDING THE IMPROVEMENT OF CURRENT NORMATIVE DOCUMENTS FOR THE CALCULATION OF BENDING WOODEN ELEMENTS AND STRUCTURES

Gomon S.S., ScD, Professor,

s.s.homon@nuwm.edu.ua, ORCID: 0000-0003-2080-5650

Homon S.S., ScD, Professor,

s.s.gomon@nuwm.edu.ua, ORCID: 0000-0001-9818-1804

Pavluk A.P., PhD, Senior lecturer,

a.p.pavliuk@nuwm.edu.ua, ORCID: 0000-0003-3958-0519

Puhash Y.V., Post-graduate student,

y.v.puhach@nuwm.edu.ua, ORCID: 0009-0002-2496-1159

National University of Water and Environmental Engineering, Rivne

Annotation. The most common use of wood in construction is for bending elements. The calculation of bending members made of glued laminated timber requires the use of the section modulus of this member and the calculated values of the bending strength of the timber. The design bending strength of wood is determined based on the characteristic values obtained from the laws of elastic material under load. However, this statement completely contradicts the anisotropy of wood in its tensile and compressive behavior. If it is known that wood works 90-95% to failure in longitudinal tension, it is then it can be assumed that it is elastic at all. However, in longitudinal deformation, there is non-linear behavior with increasing elastic and plastic strains. Furthermore, the longitudinal tensile strength of wood is almost twice that of longitudinal compression. Therefore, even if the relative deformations in the wood are the same $u_c = u_t$, different compressive and tensile stresses arise in the bending element, i.e. $\sigma_c < \sigma_t$.

Many authors who have carried out experimental and theoretical studies on the performance of timber beams have pointed out that the neutral force line in the cross-section of the element in direct transverse bending, with increasing levels of single load, shifts towards the tensile zone. Therefore, using the moment of resistance of the cross section in the wooden element to determine the section modulus is incorrect. The moment of resistance of a section of a timber member is only determined if the centre of gravity of the section coincides with the centre of force line.

Usually, the failure of long wooden beams ($\frac{h}{l} \leq \frac{1}{18}$) in transverse bending usually occurs due to the fracture of the most stressed outer layers of wood in the of the tensile area and is brittle in nature. It is on such elements that the the temporary bending strength.

It is on such elements that the bending strength is crucial. However, the values of f_m , usually determined in the outermost wood layers of the tensile zone, based on the $\frac{M}{W}$ condition, only reach values of 70-75% of the longitudinal tensile strength of wood $f_{t,0,k}$. It is not possible to determine the tensile strength of wood at this stress level.

Therefore, the results of determining the bending strength of wood using the moment of resistance of the cross-section of a timber element determined in the limiting condition are erroneous due to the impossibility of establishing W values.

Keywords: solid and glued wood, beam, bearing capacity, characteristic strength, moment of resistance.

УДК 539.3

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-75-83

УЗАГАЛЬНЕНА МОДЕЛЬ ДІЙНОЇ РОБОТИ ДЕРЕВИНИ ЛИСТЯНИХ ТА ХВОЙНИХ ПОРІД ЗА ОСЬОВОГО СТИСКУ УЗДОВЖ ВОЛОКОН

Гомон Св.Св., д.т.н., професор,
homonsviatoslav@ukr.net; ORCID: 0000-0001-9818-1804

Гомон С.С., д.т.н., професор,
s.s.homon@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0003-2080-5650

Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне

Анотація. Запропоновано узагальнену модель дійсної роботи деревини листяних та хвойних порід за осьового стиску уздовж волокон короткочасним навантаженням. Встановлено чотири характерні ділянки роботи деревини (дві на висхідній вітці та дві на спадній). Запропоновано теоретичне визначення основних міцнісних та деформівних параметрів повної діаграми деформування деревини. Встановлено апроксимуючу функцію – це поліном 4-го ступеня, яка в достатній мірі описує діаграму деформування. Запропоновано методики з визначення критичних та граничних деформацій деревини, початкового модуля пружності та модуля деформацій.

Ключові слова: діаграма «напруження-деформації», максимальні напруження, критичні деформації, граничні деформації, залишкові деформації, стиск уздовж волокон.

Постановка проблеми. Деревина активно використовується у повсякденному житті. Матеріали, вироби, деталі, елементи та конструкції з деревини знаходять застосування у різних галузях вітчизняної та закордонних економік. В той же час деревина може слугувати і підкреслювати архітектурну виразність внутрішніх та зовнішніх несучих та ненесучих елементів стін та фасадів будівель. Елементи та конструкції з деревини неодноразово доводили свої переваги над аналогами з металу та залізобетону. Також великою перевагою даного матеріалу є те, що він може бути не тільки з суцільного перерізу, але і клеєним та модифікованим, що дає можливість розширити його функціональну придатність, зменшити витрати, підвищити механічні характеристики. В той же час матеріали, деталі, елементи та конструкції з деревини потребують додаткових експериментально-теоретичних досліджень із встановлення дійсних механічних характеристик матеріалу. Тобто аналіз з подальшим моделюванням роботи деревини як матеріалу від початку завантаження до його повного руйнування.

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій. Дослідженню фізико-механічних властивостей суцільної, клеєної та модифікованої деревини присвячено величезну кількість робіт вітчизняних та закордонних вчених. Нас будуть цікавити праці пов'язані з роботою деревини за осьового стиску уздовж волокон, а саме експериментально-теоретичні дослідження її основних механічних параметрів та побудова діаграм « σ - ϵ » за експериментальними даними та аналітичними залежностями.

Більшість експериментальних досліджень деревини суцільного перерізу проводилися за так званого «м'якого» режиму випробувань [1-4], тобто роботу такого матеріалу аналізували тільки до певної точки висхідної вітки діаграми « σ - ϵ » (Рис.1) (за приростом навантажень), що не дозволяло достеменно вивчити міцнісні та деформівні характеристики на вершині даної діаграми, не кажучи вже про її спадну вітку.

З кінця минулого століття вчені різних країн почали проводити експериментальні дослідження матеріалів за так званого «жорсткого режиму» (за приростом переміщень) на сучасних сервогідравлічних та електромеханічних випробувальних машинах [5,6], що дало змогу побудувати діаграми від початку завантаження і до повного руйнування матеріалу. Експериментальними дослідженнями різних порід деревини за осьового стиску уздовж

волокон за приростом переміщень на таких установках займалися ряд вчених [7-10], в тому числі і ми [11-19].

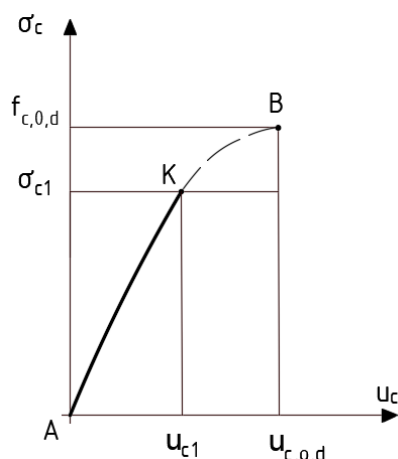


Рис. 1. Діаграма деформування деревини за осьового стиску вздовж волокон за м'якого режиму випробувань

Отже, існуючі експериментальні дослідження деревини суцільного перерізу за жорсткого режиму випробувань за осьового стиску уздовж волокон короткочасним навантаженням (Рис.2) потребують певного аналізу та створення моделі, яка б дозволяла можливість описати роботу деревини для більшості існуючих листяних та хвойних порід від початку завантаження і до повного руйнування матеріалу з визначенням більшості дійсних механічних параметрів.

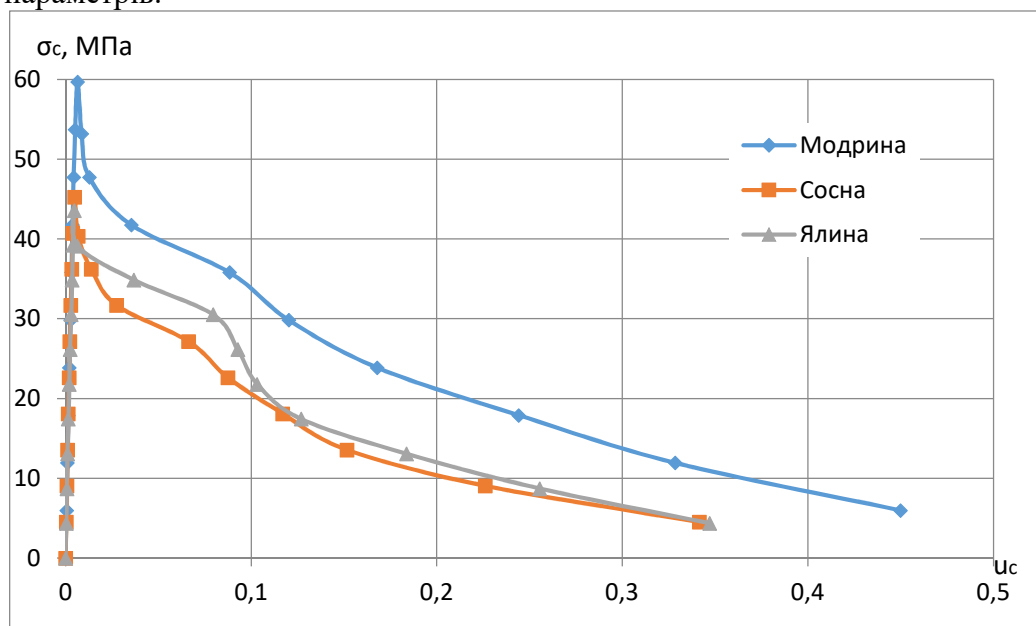


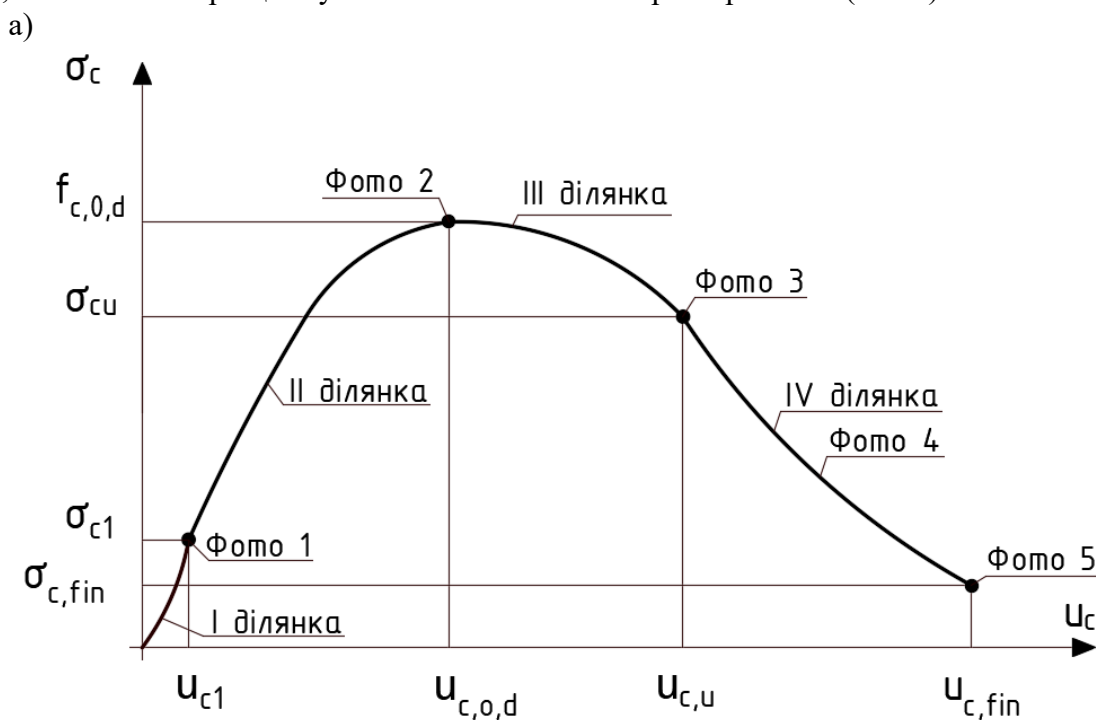
Рис. 2. Дійсні (повні) діаграми деформування суцільної деревини хвойних порід віком 60 років за стандартної вологості 12% [11]

Постановка цілей і завдань досліджень. Мета роботи – розробка теоретичної моделі роботи деревини листяних та хвойних порід за осьового стиску уздовж волокон короткочасним навантаженням від початку завантаження і до повного руйнування матеріалу незалежно від віку деревини та вологості.

Виклад основного матеріалу. Аналізуючи численні наші експериментально-теоретичні дослідження роботи деревини листяних та хвойних порід за різної вологості та віку за жорсткого режиму випробувань (випробувано понад 400 зразків) (рис. 2) [11-19] та

дослідження інших вчених [7-10] приходимо до висновку, що деревина працює на висхідній та спадній вітках. Її основні механічні властивості змінюються в залежності від навантаження від початку роботи і до повного руйнування, оскільки деревина є пружно-пластичним матеріалом на всіх ділянках.

Тому необхідно розробити теоретичну модель роботи деревини суцільного перерізу листяних та хвойних порід за осьового стиску уздовж волокон короточасним навантаженням, яка з великою достовірністю давала б можливість описувати роботу таких матеріалів на всіх стадіях деформування за різної вологості та віку. І тому нами створена така модель, яка в повній мірі відображає роботу деревини в докритичній і закритичній стадії, визначивши при цьому основні її механічні характеристики (Рис.3).



б)

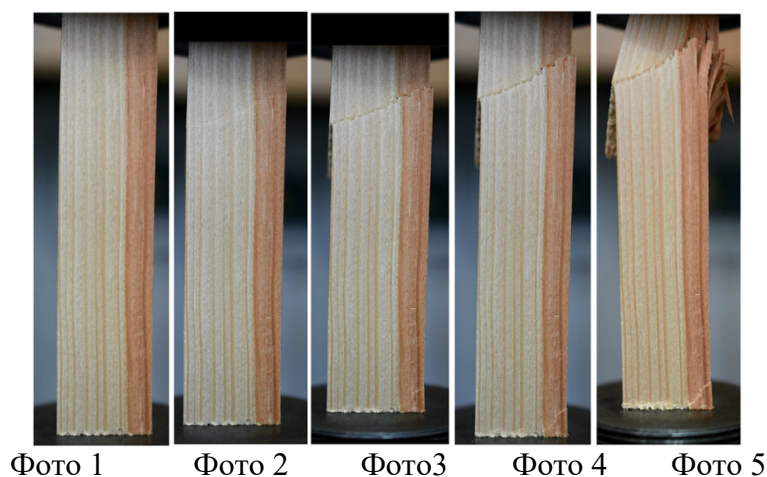


Рис. 3. Еталон повної діаграми деформування деревини «навантаження – переміщення плити випробувальної машини» за осьового стиску вздовж волокон короточасним навантаженням – а; роботи деревини на ділянках – б: u_{c1} – відносні деформації на кінець I ділянки;

σ_{c1} – напруження, що відповідають відносним деформаціям u_{c1} ; $u_{c,0,d}$ – відносні критичні деформації; $f_{c,0,d}$ – гранична міцність (максимальні напруження; $u_{c,u}$ – відносні граничні деформації; σ_{cu} – напруження, що відповідають відносним граничним деформаціям $u_{c,u}$; $u_{c,fin}$ – відносні залишкові (остаточні) деформації; $\sigma_{c,fin}$ – залишкові (остаточні) напруження, що відповідають відносним деформаціям $u_{c,fin}$.

Рис. 3 – це теоретична модель дійсної роботи деревини листяних та хвойних порід за осьового стиску уздовж волокон короткочасним навантаженням незалежно від вологості та віку матеріалу.

Опишемо характерні ділянки еталону повної діаграми деформування (Рис.3.1а). Умовно поділимо діаграму на висхідну вітку (від 0 до точки максимального напруження та критичних деформацій) та спадну (від точки максимального напруження та критичних деформацій до моменту руйнування). Всю діаграму деформування деревини за дії повздовжнього осьового стиску можливо поділити на 4 ділянки: дві докритичні та дві закритичні.

Перша ділянка докритична – початковий етап роботи зразка характеризується значним викривленням діаграми, на яку впливають деформації торцевого обтиснення зразка і знаходиться в межах $\eta=0$ до $\eta=0,15$ – $\eta=0,25$ від максимального напруження.

Друга ділянка також докритична від завершення першої ділянки до настання критичних відносних деформацій. На цій ділянці знаходиться експлуатаційний режим роботи зразка – робота матеріалу за нормальних умов експлуатації і аварійний режим експлуатації роботи зразка – на даному етапі матеріал може зруйнуватися за певного часу тривалого або малоциклового навантаження. Відносні деформації деревини починають зростати з більшою швидкістю в порівнянні з першою ділянкою, ділянка набуває викривлення в сторону осі напружень. На даній ділянці діаграма на висхідній вітці досягає найвищої точки максимальних напружень, їм відповідають критичні деформації.

Далі матеріал переходить в наступну фазу роботи – на спадній вітці (закритична стадія роботи), де явно виділяється ще 2 ділянки – третя та четверта.

Отже, на низхідній (спадній) гілці деформування деревини можливо візуально спостерігати дві відмінні між собою ділянки (Рис.3а):

– третю ділянку – це початок спадної вітки, що характеризується стрімким зменшенням міцності деревини, і до граничних відносних деформацій деревини;

– четверту ділянку від граничних відносних деформацій деревини, яка характеризується збільшенням швидкості деформування за менш стрімкого, ніж на першій ділянці зменшенням міцності, та на якій деформації можуть досягати гіпер великих величин і це призводить до повного руйнування матеріалу.

Визначимо більшість механічних параметрів деревини (Рис.3а) теоретичним шляхом.

Отже, апроксимацію такої діаграми пропонується описувати поліномом 4-го степеня за нашими пропозиціями [11, 20]

$$\sigma_c = w_1 \cdot u_c + w_2 \cdot \frac{u_c^2}{u_{c,0,d}} + w_3 \cdot \frac{u_c^3}{u_{c,0,d}^2} + w_4 \cdot \frac{u_c^4}{u_{c,0,d}^3} = \sum_{i=1}^4 w_i \frac{u_c^i}{u_{c,0,d}^{i-1}}, \quad (1)$$

де w_1, w_2, w_3, w_4 – коефіцієнти полінома, які отримані за допомогою многочлена Лагранжа.

Відносні критичні деформації визначаємо за формулою (2), виділяючи при цьому пружну та пластичну складові [11, 13, 21-23]

$$u_{c,0,d} = u_{c,el} + u_{c,pl}, \quad (2)$$

де $u_{c,el}$ – відносна пружна деформація суцільної деревини;

$u_{c,pl}$ – відносна пластична деформація суцільної деревини.

Враховуючи наші експериментальні дослідження формула (2) набуде вигляду

$$u_{c,0,d} = f_{c,0,d} / E_0 + c_1 \cdot f_{c,0,d}^2, \quad (3)$$

де E_0 – початковий модуль пружності суцільної деревини;

c_1 – коефіцієнт, що залежить від вологості і віку суцільної деревини.

Граничні відносні деформації можливо визначити за нашою методикою [11, 21, 24] або за залежностями (4, 5, 6, 7, 8, 9) за стандартної вологості:

$$- \text{деревини берези } u_{c,u} = 1,48 u_{c,0,d}; \quad (4)$$

$$- \text{деревини вільхи } u_{c,u} = 1,41 u_{c,0,d}; \quad (5)$$

$$- \text{деревини ясеня } u_{c,u} = 1,65 u_{c,0,d}; \quad (6)$$

– деревини модрина $u_{c,u}=1,37u_{c,0,d}$; (7)

– деревини сосни $u_{c,u}=1,38u_{c,0,d}$; (8)

– деревини ялини $u_{c,u}=1,40u_{c,0,d}$. (9)

Граничні відносні деформації за різної вологості та віку наведено в роботі [11].

Модуль деформацій можливо визначити за формулою (10) [11, 25-28]

$$E' = E_o(1 \pm \lambda_{f_{c,0,d}} \eta), \quad (10)$$

де $\lambda_{f_{c,0,d}}$ – коефіцієнт пластичності суцільної деревини за стиску уздовж волокон;

η – рівень напружень в суцільній деревині.

Висновки. На основі проведених експериментально-теоретичних досліджень зроблено наступні висновки:

1) Запропоновано узагальнену модель дійсної роботи деревини листяних та хвойних порід за осьового стиску уздовж волокон короткочасним навантаженням;

2) Встановлено чотири характерні ділянки роботи деревини (дві на висхідній вітці та дві на спадній);

3) Запропоновано теоретичне визначення основних міцнісних та деформівних параметрів повної діаграми деформування деревини;

4) Встановлено апроксимуючу функцію – це поліном 4-го ступеня, яка в достатній мірі описує діаграму деформування;

5) Запропоновано методики з визначення критичних та граничних деформацій деревини, початкового модуля пружності та модуля деформацій.

Література

1. Vasic, S., Stanzl-Tschegg, S. (2007). Experimental and numerical investigation of wood fracture mechanisms at different humidity levels. *Holzforschung*, 61, P. 367-374.
2. Reiterer, A., Sinn, G., Stanzl-Tschegg, S. (2002). Fracture characteristics of different wood species under mode I loading perpendicular to the grain. *Materials Science and Engineering*, 332(1-2), P. 29-36.
3. Rabko, S., Kozel, A., Kimeichuk, I., Yukhnovskyi, V. (2021). Comparative assessment of some physical and mechanical properties of wood of different scots pine climatotypes. *Scientific Horizons*, 24(2), P. 27-36.
4. Madsen B. Recommended moisture adjustment factor for lumber stresses. *Can. J. Civil Engineering*. 1982. Vol. 9. №4. P. 602–610.
5. Gomon S.S., Savchuck V.O., Melnyk Yu.A., Vereshko O.V. Modern testing machines for investigation of wood and timber-based composite materials. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ, 2020. Вип. 14. С. 73-80.
6. Гомон Св.Св., Довбенко Т.О., Матвіюк О.В., Верешко О.В., Кулаковський Л.Я., Чорномас Н.Ю. Аналіз випробувального обладнання для дослідження матеріалів за жорсткого режиму прикладання навантаження. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2021. Вип. 78. С. 166-172.
7. Da Silva A., Kyriakides S. (2008). Compressive response and failure of balsa wood. *International Journal of Solids and Structures*. Volume 44. Issues 25–26. P. 8685–8717.
8. Varenik, K., Varenik, A., Sanzharovsky, R., Labudin, B. (2019). Wood moisture accounting in creep equations. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 656, article number 012054.
9. Zhou, A., Bian, Y., Shen, Y., Huang, D., Zhou, M. (2018). Inelastic bending performances of laminated bamboo beams: Experimental investigation and analytical study. *BioResources*, 13(1), 131-146.
10. Тутурин С. В., Шемякин Е.И., Короткина М.Р. Разрушение древесины при сжатии. *Вестник МГУС*, 2005. №3(39). С. 56–71.

11. Гомон Св. Св. Поліпшення міцнісних та деформівних властивостей суцільної деревини та композиційних матеріалів на її основі: дис. ... докт. техн. наук: 01.02.04. Тернопіль, 2021. 387 с.

12. Ясній П.В., Гомон С.С. Експериментальні дослідження суцільної деревини конструкційних розмірів з врахуванням фактора вологості. *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*. Вінниця: ВНТУ, 2020. Том 28. №1. С. 41–48.

13. Ясній П.В., Гомон Св.Св. Динаміка зміни критичних деформацій деревини з різним показником вологості. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип 40. С. 234-241.

14. Гомон С.С., Гомон П.С. Побудова дійсних діаграм механічного стану деревини «б-и» суцільного перерізу ялини та берези за жорсткого режиму випробувань. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2020. Вип 38. С. 321-330.

15. Гомон С., Гомон П., Караван В. Експериментальні дослідження хвойних та листяних порід деревини одноразовим короткочасним навантаженням на стиск уздовж волокон за жорсткого режиму випробувань. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура та сільськогосподарське будівництво*. Львів: ЛНАУ, 2020. №21. С. 34–40.

16. Гомон Св. Св., Матвіюк О.В., Кулаковський Л.Я., Чорномаз Н.Ю. До побудови повних діаграм деформування деревини вільхи та ялини за стандартної вологості. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 79. С. 87-92.

17. Гомон Св.Св., Гомон Св.Ст., Караван В., Кулаковський Л. Результати експериментальних досліджень клеєної деревини конструкційних розмірів за жорсткого режиму випробувань. *Вісник Львівського національного університету природокористування. Серія «Архітектура та будівництво»*. Львів: ЛНУП, 2022. №23. С. 45-48.

18. Гомон С.С., Гомон С.С., Сасовський Т.А. Діаграми механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2012. Вип 23. С. 166–171.

19. Yasniy P., Gomon S. Timber with improved strength and deformable properties. *Scientific Journal of Ternopil National Technical University*. Ternopil: TNTU, 2020. Vol 99. No3. P. 17–27.

20. Yasniy P., Gomon S., Gomon P. On approximation of mechanical condition diagrams of coniferous and deciduous wood species on compression along the fibers. *Scientific Journal of Ternopil National Technical University*. Ternopil: TNTU, 2020. Vol 97. No 1. P. 57–64.

21. Гомон Св.Св., Гомон С.С. До визначення деяких деформативних закритичних характеристик деревини. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2022. Вип 41. С. 119-125.

22. Гомон Св.Св., Гомон С.С. Експериментально-теоретичні дослідження критичних деформацій клеєної деревини. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Технічні науки*. Рівне: НУВГП, 2022. С. 210-218.

23. Гомон С.С. Визначення критичних деформацій різних порід деревини вирощених на території України та за її межами. *Sciences of Europe*. Praha, 2020. No 54. Vol.1.Pp. 36–41.

24. Гомон С.С. Математическая модель определения предельных деформаций лиственных и хвойных пород. *Science and Education a New Dimension. Natural and Technical Sciences*. Budapest, 2020. Sep. VIII(29), Issue: 238. Pp. 46–50.

25. Гомон С.С., Піліпака Л.М. Універсальний метод з визначення модулів деформацій суцільної деревини та композиційних матеріалів на її основі. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Серія «Технічні науки»*. Рівне: НУВГП, 2020. Випуск 2(90). С. 168–178.

26. Гомон С.С., Гомон Св.Св., Савицький В.В., Чорномаз Н.Ю. Методика визначення початкового модуля пружності та модуля деформацій деревини різного віку.

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 40. С. 121-128.

27. Ясній П.В., Гомон С.С. Дослідження січних модулів листяних та хвойних порід деревини з різним показником вологості. *Вісник Вінницького політехнічного інституту*. Вінниця: ВНТУ, 2020. Вип. 4 (151). С. 125–130.

28. Homon S., Gomon S., Vereshko O., Matviiuk O. Method of determination the initial elasticity modulus and timber deformation modulus under the influence of acid environment. *Scientific Journal of Ternopil National Technical University*. Ternopil: TNTU, 2022. Vol 105. No 1. P. 29–39.

References

1. Vasic, S., Stanzl-Tschegg, S. (2007). Experimental and numerical investigation of wood fracture mechanisms at different humidity levels. *Holzforschung*, 61, P. 367-374.

2. Reiterer, A., Sinn, G., Stanzl-Tschegg, S. (2002). Fracture characteristics of different wood species under mode I loading perpendicular to the grain. *Materials Science and Engineering*, 332(1-2), P. 29-36.

3. Rabko, S., Kozel, A., Kimeichuk, I., Yukhnovskyi, V. (2021). Comparative assessment of some physical and mechanical properties of wood of different scots pine climatypes. *Scientific Horizons*, 24(2), P. 27-36.

4. Madsen B. Recommended moisture adjustment factor for lumber stresses. *Can. J. Civil Engineering*. 1982. Vol. 9. №4. P. 602–610.

5. Gomon S.S., Savchuck V.O., Melnyk Yu.A., Vereshko O.V. Modern testing machines for investigation of wood and timber-based composite materials. *Suchasni tekhnolohiyi ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi*. Luts'k: LNTU, 2020. Vyp. 14. S. 73-80.

6. Homon Sv.Sv., Dovbenko T.O., Matviyuk O.V., Vereshko O.V., Kulakovs'kyi L.YA., Chornomas N.YU. Analiz vyprobuval'noho obladdannya dlya doslidzhennya materialiv za zhorstkoho rezhymu prykladannya navantazhennya. Mistobuduvannya ta terytorial'ne planuvannya. Kyiv: KNUBA, 2021. Vyp. 78. S. 166-172.

7. Da Silva A., Kyriakides S. (2008). Compressive response and failure of balsa wood. *International Journal of Solids and Structures*. Volume 44. Issues 25–26. P. 8685–8717.

8. Varenik, K., Varenik, A., Sanzharovsky, R., Labudin, B. (2019). Wood moisture accounting in creep equations. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 656, article number 012054.

9. Zhou, A., Bian, Y., Shen, Y., Huang, D., Zhou, M. (2018). Inelastic bending performances of laminated bamboo beams: Experimental investigation and analytical study. *BioResources*, 13(1), 131-146.

10. Tuteurin S. V., Shemyakin Ye.I., Korotkina M.R. Razrusheniye drevesiny pri szhatii. *Vestnik MGUS*, 2005. №3(39). S. 56–71.

11. Homon Sv. Sv. Polipshennya mitsnisnykh ta deformivnykh vlastyvostey sutsil'noyi derevyny ta kompozytsiynykh materialiv na yiyi osnovi: dys. ... dokt. tekhn. nauk: 01.02.04. Ternopil', 2021. 387 s.

12. Yasniy P.V., Homon S.S. Eksperymental'ni doslidzhennya sutsil'noyi derevyny konstruktsiynykh rozmiriv z vrakhuvannyam faktora volohosti. *Suchasni tekhnolohiyi, materialy i konstruktsiyi v budivnytstvi*. Vinnytsya: VNTU, 2020. Tom 28. №1. S. 41–48.

13. Yasniy P.V., Homon Sv.Sv. Dynamika zminy krytychnykh deformatsiy derevyny z riznym pokaznykom volohosti. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy*. Rivne: NUVHP, 2021. Vyp 40. S. 234-241.

14. Homon S.S., Gomon P.S. Pobudova diysnykh diaqram mekhanichnoho stanu derevyny «s-u» sutsil'noho pererizu yalyny ta berezy za zhorstkoho rezhymu vyprobuvan'. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy*. Rivne: NUVHP, 2020. Vyp 38. S. 321-330.

15. Homon S., Gomon P., Karavan V. Eksperymental'ni doslidzhennya khvoynykh ta lystyanykh porid derevyny odnorazovym korotkochasnym navantazhenniam na stysk uzdovzh volokon za zhorstkoho rezhymu vyprobuvan'. Visnyk L'vivs'koho natsional'noho ahrarnoho universytetu. Arkhitektura ta sil's'kohospodars'ke budivnytstvo. L'viv: LNAU, 2020. №21. S. 34–40.
16. Homon Sv. Sv., Matviyuk O.V., Kulakovs'ky L.YA., Chornomaz N.YU. Do pobudovy povnykh diahram deformuvannya derevyny vil'khy ta yalyny za standartnoyi volohosti. Mistobuduvannya ta terytorial'ne planuvannya. Kyiv: KNUBA, 2022. Vyp. 79. S. 87-92.
17. Homon Sv.Sv., Homon Sv.St., Karavan V., Kulakovs'ky L. Rezul'taty eksperymental'nykh doslidzhen' kleyenoyi derevyny konstruktsiynykh rozmiriv za zhorstkoho rezhymu vyprobuvan'. Visnyk L'vivs'koho natsional'noho universytetu pryrodokorystuvannya. Seriya «Arkhitektura ta budivnytstvo». L'viv: LNUP, 2022. №23. S. 45-48.
18. Homon S.S., Homon S.S., Sasovs'ky T.A. Diahramy mekhanichnoho stanu derevyny sosny za odnorazovoho korotkochasnoho deformuvannya do povnoyi vtraty mitsnosti materialu. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne: NUVHP, 2012. Vyp 23. S. 166–171.
19. Yasniy P., Gomon S. Timber with improved strength and deformable properties. *Scientific Journal of Ternopil National Technical University*. Ternopil: TNTU, 2020. Vol 99. No3. P. 17–27.
20. Yasniy P., Gomon S., Gomon P. On approximation of mechanical condition diagrams of coniferous and deciduous wood species on compression along the fibers. *Scientific Journal of Ternopil National Technical University*. Ternopil: TNTU, 2020. Vol 97. No 1. P. 57–64.
21. Homon Sv.Sv., Homon S.S. Do vyznachennya deyakykh deformatyvnykh zakrytychnykh kharakterystyk derevyny. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne: NUVHP, 2022. Vyp 41. S. 119-125.
22. Homon Sv.Sv., Gomon S.S. Eksperymental'no-teoretychni doslidzhennya krytychnykh deformatsiy kleyenoyi derevyny. Visnyk Natsional'noho universytetu vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannya. Tekhnichni nauky. Rivne: NUVHP, 2022. S. 210-218.
23. Homon S.S. Vyznachennya krytychnykh deformatsiy riznykh porid derevyny vyroshchenykh na terytoriyi Ukrainy ta za yiyi mezhamy. Sciences of Europe. Praha, 2020. No 54. Vol.1.Pp. 36–41.
24. Homon S.S. Matematycheskaya model' opredelenyya predel'nykh deformatsiy lystvennykh y khvoynykh porod. Science and Education a New Dimension. Natural and Technical Sciences. Budapest, 2020. Sep. VIII(29), Issue: 238. Pr. 46–50.
25. Homon C.C., Pilipaka L.M. Universal'nyy metod z vyznachennya moduliv deformatsiy sutsil'noyi derevyny ta kompozytsiynykh materialiv na yiyi osnovi. Visnyk Natsional'noho universytetu vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannya. Seriya «Tekhnichni nauky». Rivne: NUVHP, 2020. Vypusk 2(90). S. 168–178.
26. Gomon S.S., Homon Sv.Sv., Savyts'ky V.V., Chornomaz N.YU. Metodyka vyznachennya pochatkovoho modulya pruzhnosti ta modulya deformatsiy derevyny riznoho viku. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne: NUVHP, 2021. Vyp. 40. S. 121-128.
27. Yasniy P.V., Homon S.S. Doslidzhennya sichnykh moduliv lystyanykh ta khvoynykh porid derevyny z riznym pokaznykom volohosti. Visnyk Vinnyts'koho politekhnichnoho instytutu. Vinnytsya: VNTU, 2020. Vyp. 4 (151). S. 125–130.
28. Homon S., Gomon S., Vereshko O., Matviuk O. Method of determination the initial elasticity modulus and timber deformation modulus under the influence of acid environment. *Scientific Journal of Ternopil National Technical University*. Ternopil: TNTU, 2022. Vol 105. No 1. P. 29–39.

GENERALIZED MODEL OF THE ACTUAL WORK OF DECIDUOUS AND CONIFEROUS WOOD UNDER AXIAL COMPRESSION ALONG THE FIBERS

Homon Sviatoslav, ScD, Professor,

homonsviatoslav@ukr.net; ORCID: 0000-0001-9818-1804

Gomon Svyatoslav, ScD, Professor,

s.s.homon@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0003-2080-5650

National University of Water and Environmental Engineering, Rivne

Annotation. Elements and structures made of wood have repeatedly proven their advantages over analogues made of metal and reinforced concrete. At the same time, materials, parts, elements and structures made of wood need additional experimental and theoretical studies to establish the actual mechanical characteristics of the material. That is, analysis with subsequent modeling of the work of wood as a material from the beginning of loading to its complete destruction.

Most of the experimental studies of solid wood were carried out in the so-called "soft" test mode, that is, the work of such material was analyzed only up to a certain point of the ascending branch of the " σ - u " diagram (according to the increase in loads), which did not allow us to accurately study the strength and deformable characteristics on top of this chart, not to mention its descending branch.

Since the end of the last century, scientists from different countries began to conduct experimental studies of materials in the so-called "hard mode" (increasing displacements) on modern servo-hydraulic and electromechanical testing machines, which made it possible to build diagrams from the beginning of loading to the complete destruction of the material.

The purpose of the work is to develop a theoretical model for the operation of hardwood and coniferous wood under axial compression along the fibers with a short-term load from the beginning of loading to the complete destruction of the material, regardless of the age of the wood and humidity.

A generalized model of the actual work of hardwood and coniferous wood under axial compression along the fibers by a short-term load is proposed. Four characteristic areas of wood work were established (two on the ascending branch and two on the descending one). A theoretical definition of the main strength and deformation parameters of the complete wood deformation diagram is proposed. An approximating function has been established - this is a polynomial of the 4th degree, which sufficiently describes the deformation diagram. Methods for determining the critical and limiting deformations of wood, the initial modulus of elasticity and the modulus of deformations are proposed.

Key words: «stress-strain» diagram, maximum stresses, critical strains, limiting strains, residual strains, compression along the fibers.

УДК 536.6+624.014.2

doi:10.31650/2707-3068-2023-27-84-93

ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ТЕРМОГРАФІЧНОЇ ДЕФЕКТОСКОПІЇ ДЛЯ СТАЛЕВИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ЇХ РЕАЛЬНОГО СТАНУ В УМОВАХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Клименко Є.В., д.т.н., професор

klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

Попаденко А.О., магістр,

popadenko@donnaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-5615-7117

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Колесніченко С.В., д.т.н., доцент

svk.mk15@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5087-8354

Донбаська національна академія будівництва і архітектури

Анотація. У статті наведені результати дослідження особливостей застосування термографічної дефектоскопії для сталевих будівельних конструкцій з урахуванням їх реального стану в умовах експлуатації. Завданням дослідження є підвищити ефективність використання методу активної термографії для обстеження експлуатованих сталевих конструкцій з урахуванням їх реального стану в умовах експлуатації. Суттєвою проблемою при термографічній дефектоскопії сталевих конструкцій є властивість металів віддзеркалювати інфрачервоне випромінювання. Разом з вищезазначеними аспектами, також дуже важливу роль має і спосіб термічного збудження (нагрівання) обстежуваної ділянки конструкції. Автори роблять висновки про те, що термографічна дефектоскопія повинна здійснюватися в контексті з усіма факторами, які можуть впливати на точність та ефективність роботи відповідного обладнання.

Ключові слова: сталеві конструкції, тріщина, термографія, інфрачервона камера, неруйнівний контроль, інфрачервона емісія, тепловий градієнт.

Вступ. Важливість дотримання безпеки експлуатації будівельних конструкцій включає в себе багато аспектів. По-перше, це може стати чинником аварії, яка може вимагати значних витрат на ремонт і відновлення сталевих конструкцій, а також на лікування постраждалих працівників. По-друге, це може призвести до значних збитків у виробничому процесі, оскільки зниження продуктивності і збільшення часу простою обладнання можуть призвести до втрати прибутку. Крім того, недотримання правил безпеки може відбитися на репутації компанії, що може мати наслідки для її діяльності та розвитку.

ДСТУ Б В.2.6-210:2016 "Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються" [1] є державним стандартом, який регулює вимоги до оцінки технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються. Стандарт визначає вимоги до проведення оцінки технічного стану сталевих конструкцій з використанням неруйнівних методів, зокрема дефектоскопії. Основною метою проведення дефектоскопії є виявлення візуально непомітних дефектів та пошук ризикових зон на поверхні конструкції, які можуть спричинити загрозу безпеці людей або привести до непередбачуваної руйнівної поведінки конструкції.

Для проведення оцінки технічного стану сталевих конструкцій стандарт [1] рекомендує використовувати різноманітні методи дефектоскопії, такі як візуальний огляд, магнітно-порошкова дефектоскопія, термографічна дефектоскопія, ультразвукова дефектоскопія, радіографія, електромагнітна дефектоскопія та інші.

Термографічна дефектоскопія є одним із перспективних методів неруйнівної дефектоскопії сталевих конструкцій. Вона полягає в замірі температури поверхні конструкції за допомогою інфрачервоних камер та виявленні аномалій температури, що можуть вказувати на наявність дефектів. Перевагами термографічної дефектоскопії перед іншими методами є можливість виявлення дефектів у важкодоступних місцях, відсутність контакту з

поверхню конструкції, що дозволяє уникнути пошкоджень або забруднень на поверхні, та можливість проведення досліджень в режимі реального часу.

Аналіз досліджень і публікацій. За останні десятиліття була проведена значна кількість досліджень з використання термографії для неруйнівної дефектоскопії будівельних конструкцій. Зокрема Петра Багавац, Ловре Крстулович-Опара та Желько Домазет досліджували застосування термографії з використанням швидкісної трансформації Фур'є (FFT) для дефектоскопії сталевих конструкцій [2]. Вони описали методику отримання термографічних зображень та виконання FFT для визначення місць дефектів у сталевих конструкціях. Дослідження проводилися на зразках з різними типами дефектів: корозією, тріщинами та зварними швами. Автори досліджень показали, що методика, що базується на FFT, дозволяє з високою точністю визначати місця дефектів у сталевих конструкціях.

Л. Олівейра, А. Медейрос [3] опублікували статтю, в якій розглядають можливість використання інфрачервоної термографії для виявлення сталевих арматурних стержнів в залізобетонних конструкціях. За допомогою інфрачервоної термографії, автори змогли виявити всі наявні сталеві стержні на поверхні залізобетонної плити, а також розрізнити їхні типи та розташування. Автори зазначають, що інфрачервона термографія може бути корисна для виявлення різних дефектів в залізобетонних конструкціях, таких як тріщини та що вона може бути використана як додатковий метод для визначення стану залізобетонних конструкцій. У цілому, стаття підтверджує можливість використання інфрачервоної термографії для неруйнівного виявлення сталевих арматурних стержнів в залізобетонних конструкціях, а також її потенціал для виявлення дефектів та визначення стану залізобетонних конструкцій.

Гжегож Псуї та Барбара Шиманік провели дослідження застосування методів неруйнівної дефектоскопії, зокрема електромагнітної та інфрачервоної термографії, для моніторингу втомної деградації сталевих конструкцій [4]. Вони розглядали застосування цих методів для виявлення пошкоджень, що виникають внаслідок втоми матеріалу, зокрема тріщин, на поверхні сталевих елементів будівель. У статті розглянуто теоретичний аспект методів та їх застосування для визначення кількості циклів навантаження до появи тріщин. Результати досліджень показали, що комбінація електромагнітної та інфрачервоної термографії є ефективним інструментом для виявлення початкових стадій втомної деградації сталевих конструкцій. Особлива увага в статті приділена порівнянню результатів, отриманих за допомогою різних методів, та їх можливостей для прогнозування та контролю за станом сталевих конструкцій.

Також японські вчені Йошіакі Нішіна, Юічі Йошінага та Дайсуке Іманіші присвятили статтю розробці технології дистанційної інспекції втомних тріщин в сталевих конструкціях за допомогою інфрачервоної термографії [5]. У статті описано дослідження, що проводилися на зразках сталевих пластин, на яких штучно створювалися втомні тріщини. Було досліджено залежність температурних полів від глибини тріщини та від того, чи знаходиться тріщина на поверхні зразка або в середині. Було розроблено алгоритм обробки даних термографічних зображень, який дозволяє точно визначити місце розташування втомної тріщини та її глибину. Автори стверджують, що запропонована технологія може бути використана для дистанційної інспекції втомних тріщин в сталевих конструкціях на реальних об'єктах.

Постановка завдання. Неруйнівний термографічний контроль - це метод контролю технічного стану сталевих конструкцій, який використовує інфрачервону термографію для виявлення дефектів та пошкоджень в матеріалі конструкцій. Термографічний контроль заснований на вимірюванні теплового випромінювання, яке випромінюється з поверхні об'єкта. Кожен об'єкт має тепловий слід, який можна знімати за допомогою теплової камери.

За допомогою цього методу можна виявити зміни температури на поверхні матеріалу, які можуть свідчити про наявність дефектів, таких як тріщини, руйнування, корозія, нерівномірність товщини тощо. Термографія базується на тому, що різні матеріали мають різну теплопровідність, тому зміни температури на їх поверхні можуть вказувати на присутність дефектів.

Умовно розрізняють пасивний тепловий неруйнівний контроль (ПТНК), активний (АТНК) та комбіновані способи термографічного контролю [6].

В сталевих виробах, що перебувають під дією зовнішнього навантаження, деформація спричиняє зміну температури, яка може бути виявлена за допомогою пасивного теплового неруйнівного контролю. Також, дефекти в сталі, такі як тріщини, корозійні пошкодження, місця зварювання та інші, також можуть змінювати тепловий слід під час дії динамічних навантажень, що робить пасивний термографічний контроль корисним інструментом для виявлення дефектів у сталевих конструкціях. Пасивний термографічний контроль може допомогти виявити термічні аномалії, які свідчать про наявність дефектів у сталевих конструкціях, що забезпечує можливість їхнього вчасного виявлення та запобігання подальшому руйнуванню. Дефектоскопія сталевих конструкцій методом активної термографії полягає в застосуванні термічного навантаження (нагрівання об'єкта дослідження) для виявлення дефектів та аномалій в структурі. Цей метод базується на виявленні теплових змін, що виникають під час переходу структури від одного термічного режиму до іншого. В ході процедури теплове зображення об'єкта знімається за допомогою інфрачервоної камери, після чого виконується обробка зображення та аналіз отриманих даних для виявлення потенційних дефектів та пошкоджень.

Під час попередніх досліджень було встановлено що використання активного теплового неруйнівного контролю для оцінки технічного стану експлуатованих сталевих будівельних конструкцій є можливим та доцільним як самостійно так і в комплексі з іншими методами неруйнівного контролю технічного стану сталевих конструкцій [7].

Завданням дослідження є підвищити ефективність використання методу активної термографії для обстеження експлуатованих сталевих конструкцій з урахуванням їх реального стану в умовах експлуатації. Визначити оптимальну методику та регламент проведення обстеження за допомогою даного методу. Ідентифікувати можливі труднощі, що виникатимуть при застосуванні цього методу, та розробити рекомендації з подолання виявлених проблем. Результати цієї роботи можуть бути корисними для практичного застосування методів термографічного неруйнівного контролю в будівельній галузі.

Основний матеріал. Активна термографія з використанням нагрівання та охолодження сталевих виробів базується на фізичній принципі дифузії тепла. При підігріванні поверхні сталевого виробу відбувається поглинання тепла, яке потім поширюється вздовж матеріалу. Це призводить до зміни температури на поверхні та глибині виробу (рис. 1, а). Якщо на поверхні або в товщі виробу є дефект або пошкодження, то поширення тепла може бути відмінним від однорідних ділянок, що призводить до зміни температури в цих областях (рис. 1, б).

Далі, після підігрівання поверхні, її охолоджують і фіксують зображення теплового поля в реальному часі. Якщо на поверхні або в товщі конструкції є дефект або пошкодження, то в цій області швидкість охолодження буде відрізнятися від інших ділянок, що призведе до зміни температурного профілю.

Отримання даних з активної термографії з використанням нагрівання та охолодження вимагає досить складних процесів обробки і аналізу зображень температурних полів. Вони можуть бути оброблені за допомогою різних математичних методів, таких як Фур'є-аналіз, методи головних компонент, кластерний аналіз та інші, щоб отримати інформацію про розподіл температур та виявити можливі дефекти або пошкодження в сталевому виробі.

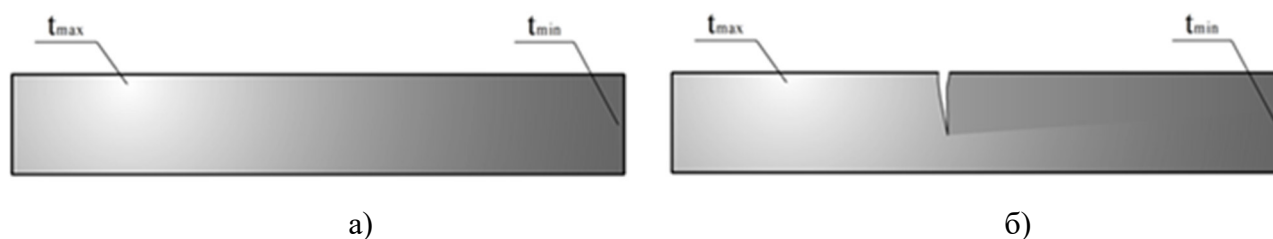


Рис. 1. Умовна діаграма розповсюдження тепла в товщі металу при нагріванні ділянки поверхні сталевій конструкції а) ділянка без дефектів та пошкоджень, б) ділянка з пошкодженням у вигляді тріщини в товщі металу

Розповсюдження тепла в товщі сталевій конструкції залежить від кількох факторів, таких як товщина конструкції, властивості матеріалу, температура навколишнього середовища та умови обробки поверхні. Загалом, тепло передається від області з вищою температурою до області з меншою температурою. Тепло поширюється в сталевій конструкції від точки з більш високою температурою до точки з меншою температурою, згідно з законом Фур'є. Коли в конструкції з'являється дефект або пошкодження, таке як тріщина, процес розповсюдження тепла може змінитися. Теплопровідність матеріалу в області тріщини може бути меншою, ніж в інших областях конструкції, через що тепло буде розповсюджуватися інакше.

Для кожної області, де відбувається теплопередача, існує відповідне диференціальне рівняння теплопередачі. Розуміння динаміки розповсюдження тепла в сталевих будівельних конструкціях дозволяє визначити розміри дефектів та оцінити їх серйозність. Термографія дозволяє визначити температурний розподіл на поверхні ділянки сталевій конструкції, так званий тепловий градієнт (рис. 2, а). Цей розподіл температур є результатом розповсюдження тепла в товщі металу. У сталевій конструкції з тріщиною тепло буде розповсюджуватись по-іншому, ніж у конструкції без дефектів. Теплові картини, отримані під час термографії, можуть вказувати на наявність тріщин або інших дефектів, так як вони можуть знижувати теплопровідність матеріалу і тим самим викликати різницю в температурі між дефектом та навколишнім матеріалом і на тепловому градієнті такої ділянки буде помітна “ступінчастість” (рис. 2, б).

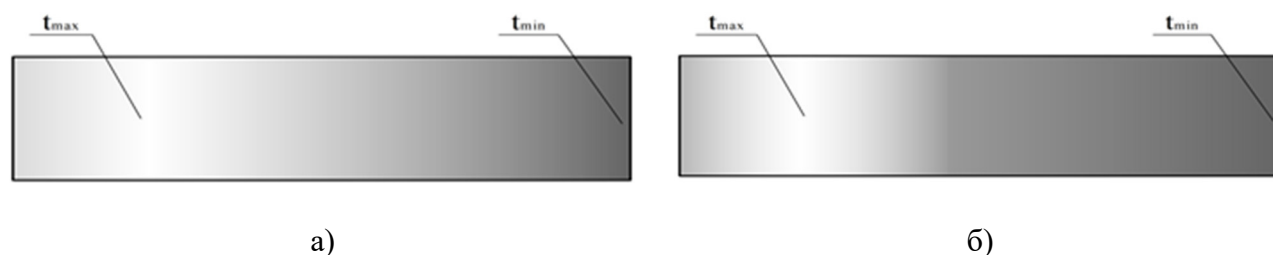


Рис. 2. Умовний тепловий градієнт на поверхні ділянки сталевій конструкції а) ділянка без дефектів та пошкоджень, б) ділянка з пошкодженням у вигляді тріщини в товщі металу

Фактори які впливають на точність результатів обстеження отриманих за допомогою використання методики активної термографії, а отже й ті що впливають на достовірність обстеження технічного стану будівельної конструкції в цілому можна розділити на 2 основні групи: внутрішні та зовнішні.

Внутрішні фактори впливу на точність зумовлені властивостями матеріалу будівельної конструкції, її формою, станом поверхні і захисного покриття. Зовнішні фактори зумовлені оточуючими умовами (як кліматичними так і техногенними) на місці проведення робіт з термографічної дефектоскопії, особливостями роботи термографічного обладнання, необхідна відповідна кваліфікація персоналу бо проведення активної термографії вимагає від

спеціалістів високої кваліфікації та досвіду, адже інтерпретація результатів може бути досить складною і вимагає глибоких знань фізики теплопередачі.

Відомою проблемою при термографічній дефектоскопії сталевих конструкцій є властивість металів віддзеркалювати інфрачервоне випромінювання. Це призводить до того, що метали можуть відбивати до 95% інфрачервоного випромінювання, яке надходить на їх поверхню. Коефіцієнт інфрачервоного випромінювання (або коефіцієнт емісії) матеріалу відображає його здатність випромінювати енергію в інфрачервоному діапазоні, порівняно з чорним тілом, яке випромінює всю отриману енергію. Коефіцієнт емісії знаходиться в діапазоні від 0 до 1, де 0 вказує на повну відсутність випромінювання, а 1 - на максимальне випромінювання, як у чорного тіла. Діапазон коефіцієнтів інфрачервоної емісії для різних видів сталевих конструкцій зазвичай коливається в межах від 0,4 до 0,9 в залежності від типу та стану поверхні сталі. Однак, можуть бути випадки, коли коефіцієнти інфрачервоної емісії сталевих конструкцій можуть відрізнятись від зазначеного діапазону, залежно від складу сплаву, обробки та інших факторів. Ця властивість металів може викликати виникнення віддзеркалень високотемпературних (рис. 3, а) та навіть низькотемпературних (рис 3, б) (в залежності від встановленого теплового режиму) об'єктів що потрапили до поля зору інфрачервоної камери і, як наслідок, виникнення “фальшивих” дефектів на зображеннях, що отримані за допомогою таких камер.

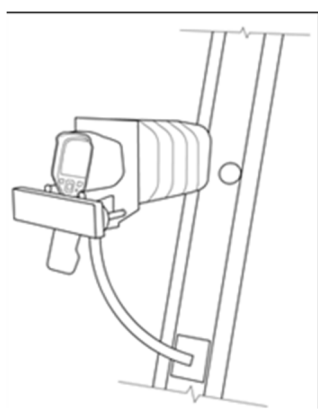


Рис. 3. Віддзеркалені інфрачервоні зображення а) лампа розжарювання, б) оператор та інфрачервона камера

Боротися із явищем відбитого інфрачервоного випромінювання при проведенні термографічної дефектоскопії сталевих конструкцій можна декількома шляхами, оптимальний метод обирається виходячи з геометричних параметрів конструкції, її матеріалу та стану поверхні. Найпоширенішим є метод нанесення на проблемні ділянки сталевих конструкцій спеціального термостійкого покриття, що матиме високий коефіцієнт інфрачервоної емісії, наприклад термостійких емалей, до складу яких входить двоокис титану або оксид хрому. Такі емалі у вигляді аерозолів дозволяють швидко нанести на конструкцію шар покриття що буде мати тісний контакт з поверхнею металу та мати коефіцієнт інфрачервоної емісії на рівні 0,95-0,97. До недоліків такого метода можна віднести необхідність використання засобів індивідуального захисту при нанесенні таких покриттів, необхідність просихання покриття після нанесення (близько 15-20 хвилин), вогнебезпечність таких покриттів під час нанесення та висихання а також неможливість використання таких покриттів в деяких випадках.

Іншим дієвим методом уникнути інфрачервоних відображень на поверхні сталевих конструкцій та зменшити вплив зовнішнього середовища під час термографічної дефектоскопії є використання спеціальної захисної бленди для інфрачервоної камери. Бленда для інфрачервоної камери - це спеціальний адаптер, що використовується для зменшення впливу факторів зовнішнього середовища на якість отриманих зображень. Основна функція бленди полягає в зменшенні паразитного випромінювання з навколишнього середовища, що може впливати на якість зображення. Бленда складається з двох частин: адаптера що

кріпиться безпосередньо до інфрачервоної камери та трубчатого пристосування прикріпленого до адаптера. Принцип дії бленди полягає в тому, що вона обмежує поле зору інфрачервоної камери, що дещо зменшує площу ділянки конструкції яку можна обстежити за один кадр, але цей недолік нівелюється тим що така бленда при правильному використанні дозволяє майже повністю позбутися впливу зовнішніх чинників на процес отримання термічних зображень. Ефективність використання бленди для інфрачервоної камери знижується коли оптична вісь об'єктива камери не розташована перпендикулярно до поверхні обстежуваної конструкції. Чим більше відхилення оптичної осі інфрачервоної камери від кута 90° тим менша буде ефективність застосування бленди, оскільки подібно до видимого світла кут відбивання інфрачервоного випромінювання дорівнює куту під яким це випромінювання падає на поверхню, таким чином при дотриманні перпендикулярності завдяки бленді зовнішнє “паразитне” випромінювання не буде попадати в поле зору камери і не створить відблисків. Під час проведення теоретичних та експериментальних досліджень було розроблено конструкцію системи для неруйнівного контролю технічного стану металевих конструкцій методом активної термографії [8] (рис. 4) яка включає інфрачервону камеру, пристрій для встановлення ІЧ камери, теплопоглинаючу бленду, рівень, гнучку стойку, лазерний вказівник, плоский дзеркальний рефлектор, уловлювач віддзеркаленого лазерного випромінювання та постійні магніти кріплення гнучкої стойки та плоского дзеркального рефлектора, які встановлюються на обстежувану металеву конструкцію. Розроблена конструкція дефектоскопу дозволяє дотримуватися перпендикулярності оптичної осі інфрачервоної камери по відношенню до обстежуваної конструкції а також витримувати оптимальну відстань від обстежуваної конструкції до об'єктива приладу.



а)



б)

Рис. 4. Дефектоскоп інфрачервоний мобільний а) ескіз, б) фото прототипу

Разом з вищезазначеними аспектами, також дуже важливу роль має і спосіб термічного збудження (нагрівання) обстежуваної ділянки конструкції. Під час проведення експериментальних досліджень було застосовано декілька видів нагрівання досліджуваної ділянки, а саме: нагрівання електричною дугою, нагрівання потоком повітря, контактний нагрів, нагрів інфрачервоним випромінюванням. При нагріві від електричної дуги теплова пляма на поверхні ділянки досліджуваної конструкції була мала а тепловий градієнт (рис. 5) був дуже контрастним що не давало змогу чітко виділяти дефекти на термограмах

При нагріванні обстежуваної конструкції за допомогою струменя гарячого повітря важливу роль грає стан поверхні досліджуваної конструкції. Оскільки при використанні такого виду нагрівання виникає потік гарячого повітря що рухається вздовж поверхні конструкції всі виступаючі елементи рельєфу поверхні починають нагріватися більше оскільки вони чинять опір потоку повітря що рухається вздовж них в таких місцях відбувається локальне зниження швидкості потоку і виникають зони перегріву які можливо сприйняти за дефекти або пошкодження (рис. 6). Контактний нагрів сталевих будівельних конструкцій з урахуванням їх реального стану в умовах експлуатації потребує значних

зусиль при підготовці поверхні, оскільки для реалізації переваг цього метода потрібен щільний контакт поверхні нагрівача безпосередньо з металом обстежуваної конструкції. За підсумками експериментальних досліджень були зроблені висновки про те що вищезазначений метод нагріву мало підходить для термографічної дефектоскопії експлуатованих сталевих будівельних конструкцій.

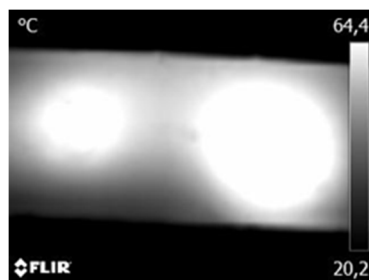


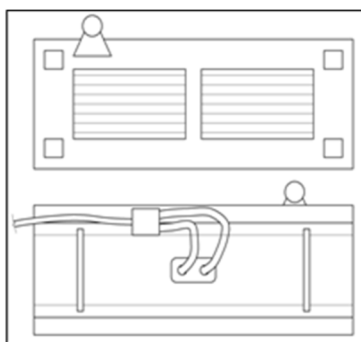
Рис. 5. Термограма зразку сталевій будівельній конструкції після нагрівання її за допомогою електричної дуги



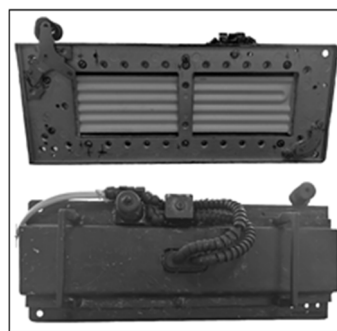
Рис. 6. Термограма зони локального перегріву викликаного карманом що утворився через відшарування шару фарби від поверхні сталевій конструкції

Найоптимальнішим виявився метод інфрачервоний нагріву досліджуваної ділянки сталевій конструкції за допомогою керамічних інфрачервоних нагрівачів, які закріплюються на малій відстані (1-2 см) від поверхні конструкції за допомогою постійних магнітів.

Використання такої системи нагріву дозволяє точно локалізувати місце нагріву і контролювати розмір теплової плями на поверхні досліджуваної конструкції за допомогою зміни розміру та потужності керамічних нагрівачів. Поєднання оптимального розміру теплової плями та контрасту теплового градієнту що виникають внаслідок нагрівання за допомогою керамічних нагрівачів дозволяє виявити більшість дефектів та пошкоджень що притаманні для експлуатованих сталевих будівельних конструкцій. Під час досліджень було розроблено конструкцію мобільного інфрачервоного нагрівача [9] (Рис. 7), який включає керамічний плоский інфрачервоний випромінювач, каркас з кришкою та ручками для встановлення інфрачервоного нагрівача, виносний датчик електронного терморегулятора, постійні магніти, що закріплені на каркасі і виносному датчику і дозволяють кріпити нагрівач до обстежуваної металевої конструкції.



а)



б)

Рис. 7. Мобільний інфрачервоний нагрівач а) ескіз, б) фото прототипу

Висновки. Активна термографія є потужним інструментом для дефектоскопії сталевих будівельних конструкцій, який дозволяє виявляти невидимі дефекти: тріщини, корозійні пошкодження та інші аномалії, які можуть призвести до небезпеки руйнування сталевих будівельних конструкцій.

Найбільш значним аспектом що може впливати на якість термографічної дефектоскопії є характеристика інфрачервоної емісії досліджуваної ділянки конструкції. Покращити ситуацію може нанесення спеціального термостійкого теплопоглинаючого покриття, яке може значно підвищити показник інфрачервоної емісії. Також вирішити проблему низької інфрачервоної емісії та інфрачервоних віддзеркалень може застосування інфрачервоної бленди. Для полегшення використання бленди була розроблена спеціальна установка.

Іншою, не менш важливою частиною роботи, з термографічної дефектоскопії є вибір методу та місця нагріву конструкції. На основі проведених досліджень було встановлено, що оптимальним був метод інфрачервоного нагріву. Для підвищення ефективності нагріву було розроблено мобільні інфрачервоні нагрівачі які допомогли точно локалізувати місце нагріву та обрати оптимальні режими нагріву.

Наразі ведеться розробка та підготовка до патентування інфрачервоного екрану який дасть змогу при його розміщені на поверхні сталевій конструкції підвищити її інфрачервону емісію без використання спеціальних теплопоглинаючих покриттів. Подальші дослідження також планується проводити в напрямку покращення програмного забезпечення що використовується для обробки результатів отриманих під час термографічних досліджень експлуатованих сталевих будівельних конструкцій а також автоматизації пошуку дефектів та пошкоджень на термограмах.

Література

1. ДСТУ Б В.2.6-210:2016 «Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються», Мінрегіон України, Київ 2016.
2. Petra Bagavac, Lovre Krstulović-Opara, Željko Domazet, “Infrared Thermography of Steel Structure by FFT”, Materials Today: Proceedings Volume 12, Part 2, 2019, Pages 298-303, DOI: 10.1016/j.matpr.2019.03.127.
3. Oliveira, L.C., Medeiros, A., Mazer, W., Matoski, A., Rachadel, A. C., “The infrared thermography potential for steel detection in reinforced concrete structures”, 9th International Conference on Concrete Under Severe Conditions-environment & Loading, Unisinos University, Porto Alegre/RS – Brazil – June, 2019.
4. Grzegorz Psuj, Barbara Szymanik, “Fatigue Monitoring of Steel Structures using Electromagnetic and Infrared Thermography Inspection Methods”, XVIII International Symposium on Theoretical Electrical Engineering ISTET’15, Kołobrzeg, Poland June 7th–10th, 2015.
5. Yoshiaki Nishina, Youichi Yoshinaga, Daisuke Imanishi, Development of remote inspection technology of fatigue cracks in steel structures using infrared-thermography, The Proceedings of Mechanical Engineering Congress Japan, September 2011, DOI: 10.1299/jsmemecj.2011._G030012-1.
6. European Standart EN 16714-1 Non-destructive testing – Thermographic testing – Part 1: General principles.
7. Kolesnichenko Sergiy, Popadenko Andrii, Selyutyn Yurii, “Detection of Dangerous Defects and Damages of Steel Building Structures by Active Thermography”, Materials Science Forum – Trans Tech Publications Ltd, Switzerland, 2021, Vol. 1038 -539c. – С. 417-423.
8. С.В. Колесніченко, А. О. Попаденко, Система для одностороннього неруйнівного контролю технічного стану металевих конструкцій методом активної термографії, патент на винахід № 125273, зареєстровано в Державному реєстрі патентів України на корисні моделі 10.02.2022.
9. С.В. Колесніченко, А. О. Попаденко, Нагрівач інфрачервоний мобільний, патент на винахід №126314, зареєстровано в Державному реєстрі патентів України на корисні моделі 14.09.2022.

References

1. DSTU B.2.6-210:2016 "Assessment of the technical condition of steel structures in service", Ministry of Regional Development of Ukraine, Kyiv 2016.
2. Petra Bagavac, Lovre Krstulović-Opara, Željko Domazet, "Infrared Thermography of Steel Structure by FFT", *Materials Today: Proceedings Volume 12, Part 2*, 2019, Pages 298-303, DOI: 10.1016/j.matpr.2019.03.127.
3. Oliveira, L.C., Medeiros, A., Mazer, W., Matoski, A., Rachadel, A. C., "The infrared thermography potential for steel detection in reinforced concrete structures", 9th International Conference on Concrete Under Severe Conditions-environment & Loading, Unisinos University, Porto Alegre/RS – Brazil – June, 2019.
4. Grzegorz Psuj, Barbara Szymanik, "Fatigue Monitoring of Steel Structures using Electromagnetic and Infrared Thermography Inspection Methods", XVIII International Symposium on Theoretical Electrical Engineering ISTET'15, Kołobrzeg, Poland June 7th–10th, 2015.
5. Yoshiaki Nishina, Youichi Yoshinaga, Daisuke Imanishi, Development of remote inspection technology of fatigue cracks in steel structures using infrared-thermography, The Proceedings of Mechanical Engineering Congress Japan, September 2011, DOI: 10.1299/jsmemecj.2011_G030012-1.
6. European Standart EN 16714-1 Non-destructive testing – Thermographic testing – Part 1: General principles.
7. Kolesnichenko Sergiy, Popadenko Andrii, Selyutyn Yurii, "Detection of Dangerous Defects and Damages of Steel Building Structures by Active Thermography", *Materials Science Forum – Trans Tech Publications Ltd, Switzerland*, 2021, Vol. 1038 -539c. – C. 417-423.
8. S.V. Kolesnichenko, A.O. Popadenko, "System for one-sided non-destructive testing of the technical condition of metal structures using active thermography", patent for invention No. 125273, registered in the State Register of Patents of Ukraine for utility models on February 10, 2022.
9. S.V. Kolesnichenko, A.O. Popadenko, Portable infrared heater, invention patent №126314, registered in the State Register of Patents of Ukraine for utility models on September 14, 2022.

PECULIARITIES OF THE APPLICATION OF THERMOGRAPHIC DEFECTOSCOPY FOR STEEL BUILDING STRUCTURES TAKING INTO ACCOUNT THEIR REAL STATE UNDER OPERATION CONDITIONS

Klimenko E.V., ScD, Professor

klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

Popadenko A.O., Master Student,

Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

popadenko@donnaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-5615-7117

Kolesnichenko S.V., ScD, Associate Professor

svk.mk15@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5087-8354

Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture

Annotation. The article presents the results of a study of the features of the use of thermographic flaw detection for steel building structures, taking into account their actual state under operating conditions. Since these structures are subjected to significant loads, they are subject to failure, including cracking, corrosion, rupture, and other damage. Compliance with the safe operation of steel structures is essential to ensure the safety of personnel and the normal production process. Compliance with safety rules should be regular and systematic, including periodic inspections and diagnosing the condition of steel structures. Thermographic flaw detection methods consists in measuring the surface temperature of a structure using infrared cameras and detecting temperature anomalies that may indicate the presence of defects. The objective of the study is to

increase the efficiency of using the active thermography method for examining operated steel structures. Identify possible difficulties that will arise in the application of this method, and develop recommendations to overcome the identified problems. The most significant aspect that can affect the quality of thermographic flaw detection is a characteristic of infrared emission of the investigated structure's part. The low value of this indicator leads to an increase in the amount of false data, which in turn reduces the reliability of the obtained results. Another equally important part of the work of an engineer in thermographic flaw detection is the choice of the method and place of heating the structure, which depends on specific cases and inspection tasks. Eventually, active thermography may be useful and effective method for flaw detection of steel building structures. However, its application must be carried out in the context of all factors that may affect the accuracy and efficiency of the equipment concerned.

Keywords: steel structures, crack, thermography, infrared camera, non-destructive testing, infrared emission, thermal gradient.

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО
СТАНУ СТІНКИ СТАЛЕВОГО СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВОГО СИЛОСУ****Пічугін С.Ф.**, д.т.н., професор,

pichugin.sf@gmail.com ORCID: 0000-0001-8505-2130,

Шульгін В.В., к.т.н., доцент

Shwlad17@gmail.com ORCID 0000-0002-2573-8402

Оксененко К.О., аспірант

shvadchenkokate@gmail.com ORCID 0000-0002-5171-3583

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Анотація. Наведено інформацію щодо найпоширеніших типів металевих силосів за конструкцією корпусу. Розглянуто конструкцію сталевих спірально-фальцевих силосів. Проаналізовано специфіку конструкції спірально-фальцевого силосу, яка впливає на їх напружено-деформований стан. Наведено характеристики силосу, з якого були взяті зразки для проведення експерименту. Розглянуто зразки та обладнання для експериментального дослідження стінки металевого спірально-фальцевого силосу. Виявлено характер деформації міжфальцевої зони та характер розкриття фальцевого замка при дії згинаючого навантаження. Зроблено аналіз отриманих результатів експериментального дослідження.

Ключові слова: металевий силос, спірально-фальцевий силос, фальцевий замок, напружено-деформований стан

Вступ. Україна є одним з лідерів в світовому аграрному експорті. Станом на початок 2022 р. Україна могла зберігати близько 50-60 млн тонн зерна. У реаліях воєнного стану агропромисловий комплекс України зазнає значних втрат. Станом на травень 2022 р. Україна вже втратила майже 13 млн. т елеваторних потужностей, частина зерноскладів повністю зруйнована, частина опинилася на окупованих територіях. В зв'язку з цим постає необхідність в елеваторних потужностях, а саме в швидкокомонтуючих, економічних ємностях. У таких ємностях широко застосовуються оболонки обертання, що є однією з найефективніших несучих конструкцій, перевагою якої є економія матеріалів і зменшення ваги конструкції. Циліндричні оболонки використовуються в багатьох сферах завдяки своїй особливій геометричній конфігурації. Одними з найрозповсюдженіших прикладів таких споруд є силоси. Інноваційна конструкція легких, індустриальних силосів – це металеві силоси спірально-фальцевого типу. Ці конструкції знаходяться під дією багатьох навантажень, як звичайних для більшості промислових споруд (вага від обладнання, власна вага, вітер, сніг), так і специфічних (тиск сипучих матеріалів, реактивний опір ґрунту, визваний вагою цих сипучих матеріалів). Навантаження від тиску сипучих матеріалів досягають значних величин, тому їх вплив у більшості випадків є вирішальним. Величина тиску на ґрунт при завантаженні та вивантаженні може швидко змінюватись, що створює додаткові особливості роботи споруди та її основи. Під час експлуатації металевих ємностей є вірогідність виникнення відмови конструкції в зв'язку з руйнуванням стінки.

Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій. Дослідженнями роботи та аналізом конструкцій металевих силосів займається велика кількість науковців. Дж.Р. МакКалмонт одним з перших класифікував силоси та розглянув їх особливості [1]. Великий вклад зробили Ротер М. та Гейлорд Е., у своїх книгах [2 – 3] вони надають детальну інформацію стосовно конструкцій силосів, навантажень та впливів на ємності, описують розрахунки конструкційних елементів та характеристики сипучих матеріалів, які на них впливають. Блайт Г., Кебелі Х., Моленда М., Ханьхуа Ю., Чангв З. [4 – 8] присвятили свої роботи

експериментальним дослідженням впливу тиску сипучих матеріалів, в залежності від їх характеристик, на оболонки гладких та гофрованих металевих силосів. Догангун А. у своїй роботі дослідив випадки руйнування силосних ємностей, зробив огляд поширених помилок при розрахунках, які можуть призвести до аварії конструкції [9]. Сінгер Дж. та Роузен А. [10] досліджували вплив ексцентричних навантажень, геометричних дефектів і граничних умов від навантаження на деформації посилені циліндричні оболонки. Дас П. та ін. в роботі [11] описали поведінку циліндричних оболонки при комбінованому навантаженні разом з аналізом надійності. Пастернак Г. та інші розглянули розвиток теорії стійкості оболонки та представили огляд поточного стану та тенденцій дослідження стійкості посиленої циліндричної оболонки [12].

Виділення не роз’язаних раніше частин загальної проблеми. Незважаючи на велику кількість наукових робіт, спіральні-фальцеві силоси є не дослідженими. Відсутність експериментальних досліджень елементів цих сталевих листових конструкцій стримує їх розвиток на території України. **Постановка завдання.** Завданням цієї статті є опис й аналіз результатів експериментальних досліджень напружено-деформованого стану стінки металевих спіральні-фальцевих силосів.

Основний матеріал і результати. Існує велика кількість конструктивних рішень металевих силосів [13]. Поширеними конструкціями за типом корпусу є панельні силоси, виготовлені із гофрованих або гладких панелей, з’єднаних між собою за допомогою болтів, та зварні силоси. Однак в даний час зростання вартості матеріалів викликає потребу в зменшенні матеріалоємності конструкції, що спонукає виробників циліндричних силосів до пошуку нових типів конструкції оболонки.

Застосування силосів, що складаються з тонких оболонок з міцними кільцевими ребрами жорсткості, дозволяє їх конструкціям адекватно відповідати типовим навантаженням та бути економічно обґрунтованими. Прикладом такого типу конструкції є спіральні-фальцеві силоси (рис.1).



Рис. 1. Спіральні-фальцеві силоси

Корпус силосу являє собою систему спірального з'єднання сталевих стрічки шляхом подвійного вальцювання з одночасним формуванням фальцевого ребра замкнутого типу. Фальцевий замок розташований ззовні стінки силосу під незначним кутом до горизонтальної площини й утворює кільцеві ребра. Технологія була винайдена німецьким вченим Ксавером Ліппом у 1968 р. [14]. Протягом десяти років вивчення і дослідження на практиці ця технологія успішно зарекомендувала себе, і з початку 70-х років почалося великомасштабне виробництво оцинкованих сталевих силосів такого типу.

Конструкція стінки силосів спірально-фальцевого типу суттєво відрізняється від зварних та традиційних металевих збірних силосів із гофрованих панелей на болтових з'єднаннях. Головна специфіка спірально-фальцевих силосів полягає в наявності ребра фальцевого типу [15].

Основні особливості конструкції спірально-фальцевого силосу, які впливають на їх напружено-деформаційний стан, полягають в наступному.

- Ребра розміщуються по спіралі, але під незначним кутом нахилу витка, близько 1° .
- Вказані ребра фальцевого типу працюють в умовах складного напруженого стану. Вони не тільки підвищують жорсткість конструкції оболонки силосу на розтяг та згин в кільцевому напрямку, але в той же час знижують жорсткість конструкції уздовж твірної за рахунок закруглень в місцях переходу стінки оболонки в переріз ребра. Поздовжні зусилля, які утворюються в стінці циліндричної оболонки в місцях розміщення ребер, передаються з верхньої частини на нижню з ексцентриситетом, який призводить до додаткової деформації, як в стінці оболонки, так на міжфальцеву зону.
- З огляду на вказані особливості, жорсткість та піддатливість фальцевого ребра, як стикового елемента фальцевого типу, суттєво відрізняється при стиску та розтягу оболонки силосу уздовж формуючої, що в ряду випадків зовнішніх впливів, наприклад, від вітрового навантаження, потребує розгляду розрахунку оболонки як конструктивно-нелінійної системи.

У лабораторії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (атестат акредитації № 20174 від 11 червня 2020 р.) було проведено експериментальне дослідження роботи фальцевого ребра під час розтягування. Дослідження показало, що характер роботи фальця до руйнування в основному відповідає позаграничному стану оболонки спірально-фальцевого силосу і підтвердило його надійність при дії можливих підвищених аварійних навантажень [16].

Найпоширенішим видом руйнування стін спірально-фальцевих силосів є руйнування від згину, яке, як правило, є раптовим і часто призводить до катастрофічних аварій. Причинами згину стінки спірально-фальцевих силосів є: нещільне обтіснення фальцевого з'єднання, тріщини у фальцах, які виникають із-за недостатньої пластичності сталі, початковий прогин міжфальцевої зони, який може виникнути в процесі монтажу.

Для виявлення характеру роботи стінки спірально-фальцевого силосу на згин було проведено експериментальне дослідження. Мета дослідження – експериментально встановити зміну деформацій фальцевого з'єднання у процесі навантаження та визначити напружено-деформований стан стінки силосу на етапах згину.

Для експериментального дослідження був взятий елемент стінки спірально-фальцевого силосу для зберігання тріски деревини. Фрагмент стінки силосу, який був розділений на експериментальні зразки (рис.2, а), був отриманий при влаштуванні технологічного отвору для монтажу воріт. Габарити силосу – діаметр 8 м, висота корпусу 17 м, загальний об'єм зберігання матеріалу 650 м^3 . Кількість зразків – 10 шт.

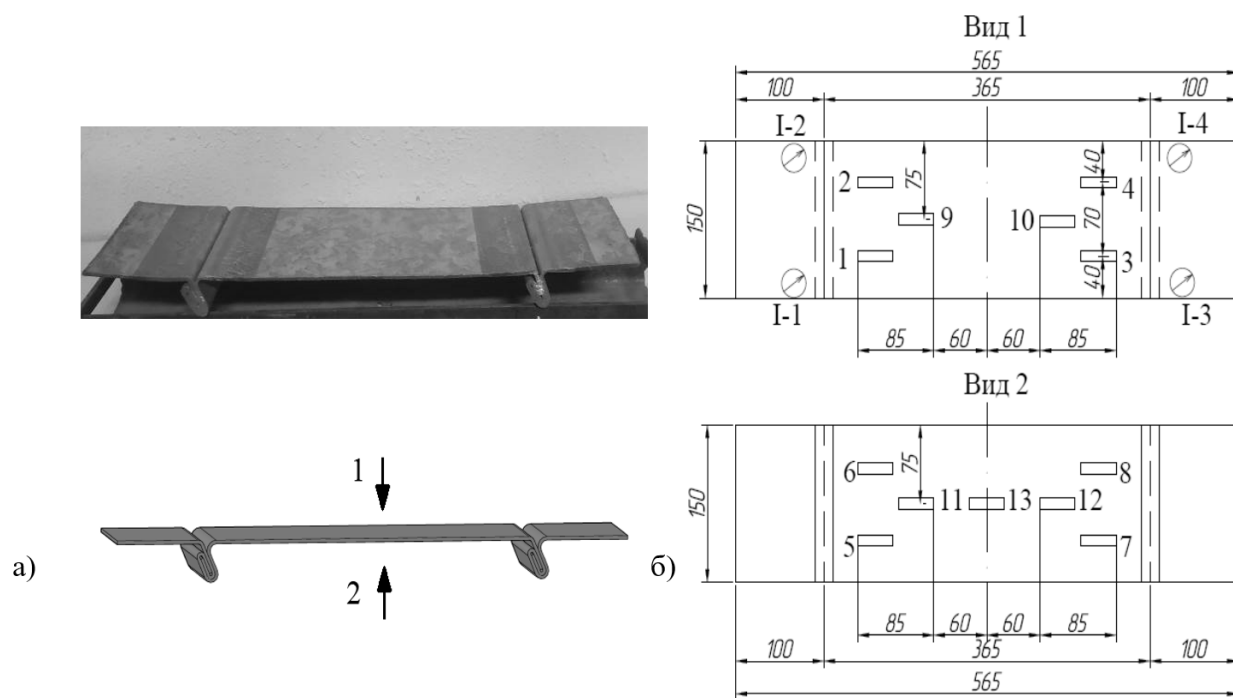


Рис. 2. Експериментальний зразок: а – загальний вигляд;
б – розташування та нумерація тензодатчиків та індикаторів на зразках;
1 - 13 – тензорезистори; I-1 - I-4 – індикатори годинникового типу

Характеристики зразка - марка сталі – DX51D+Z1400, механічні характеристики сталі: границя плинності сталі $\sigma_T = 251 \text{ МПа}$; межа міцності на розтяг $R_m = 320 \text{ МПа}$, залишкове відносне видовження після розриву $A = 16\%$ [17]. Ширина зразка – 150 мм, довжина – 565 мм, товщина – 4 мм. Ширина зразка прийнята з умови надійного закріплення у випробувальній машині, довжина – з умови надійного закріплення, а також можливості виміряти прогини міжфальцевої зони стінки силосу та визначити величину та характер розкриття фальцевих замка від згину. Зразок був нерухомо закріплений на металевій траверсі, для відповідності випробування елемента стінки роботі в складі оболонки.

Для визначення величини розкриття фальцевого замка використовувалися індикатори годинникового типу з ціною ділення 0,01 мм. Для отримання експериментальних значень відносних деформацій стінки силосу, на експериментальні зразки були наклеєні 13 електричних тензорезисторів з базою 20 мм. Схема наклеювання тензорезисторів наведена на рис. 2, б. Показання з тензорезисторів знімалися за допомогою автоматичного вимірювача деформацій АВД-4. Для вимірів прогину зразка на кожному ступені навантаження застосовувався прогиномір з ціною ділення 0,01 мм.

Загальний вигляд експериментального зразка у випробувальній машині зображено на рис. 3.

Етапи експерименту: закріплення зразка у випробувальній машині (рис. 3), ступеневе навантаження зразка, збір даних з індикаторів годинникового типу та прогиноміру, фіксація деформацій тензорезисторів на кожному ступені навантаження.

Навантаження зразків виконувалось центральним згинаючим навантаженням, яке прикладалося в статичному режимі в межах від 0 кН до 5,5 кН. Для вимірювання залишкових деформацій, після кожного етапу навантаження конструкція розвантажувалась.

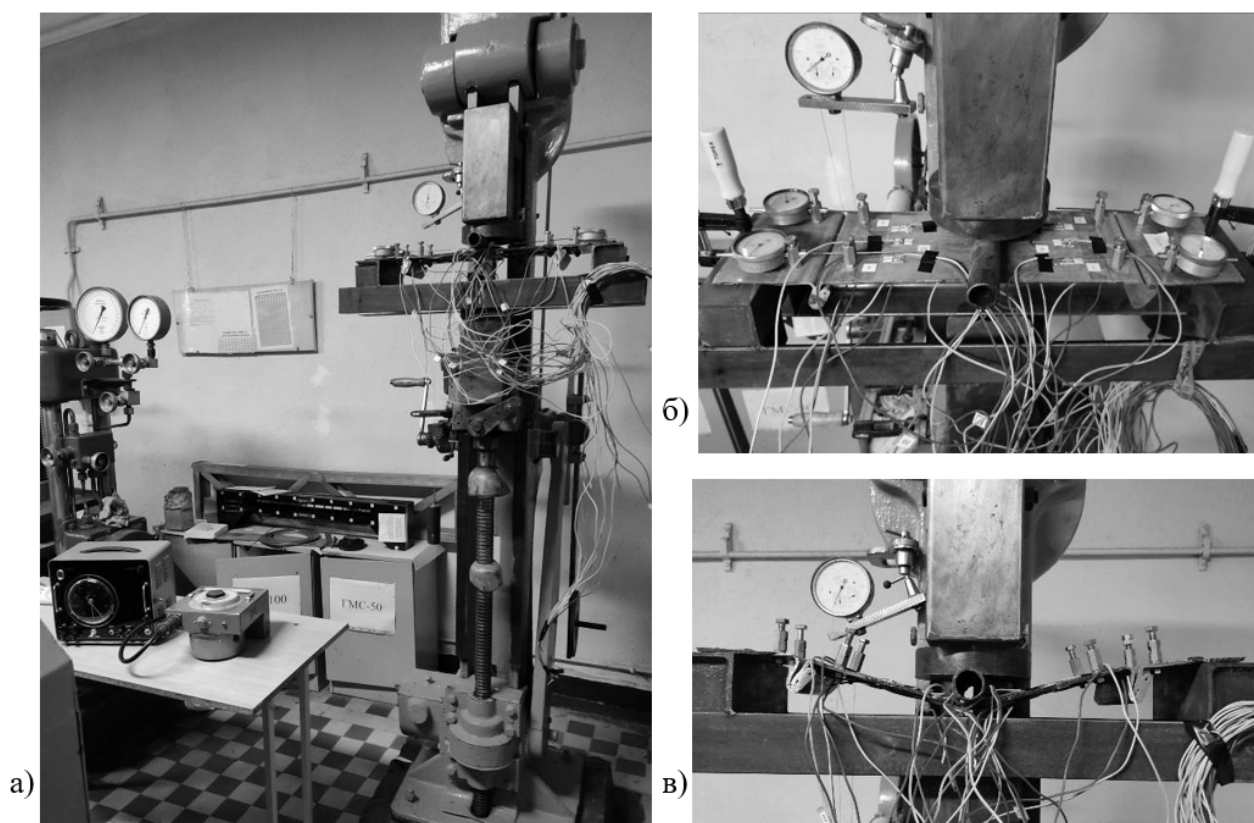


Рис. 3. Експериментальний зразок у випробувальній машині:

а – загальний вигляд;

б – вигляд до навантаження; в – вигляд після навантаження.

Характер прогину зразка у міжфальцевій зоні показаний на графіку (рис. 4).

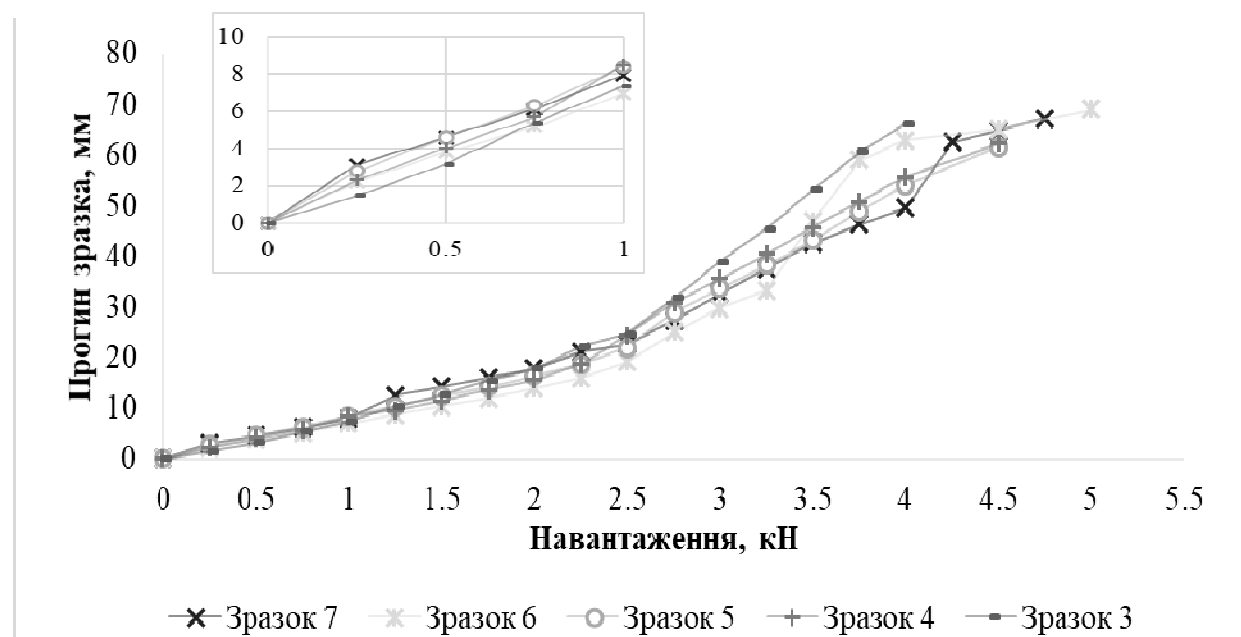


Рис. 4. Характер прогину зразка у міжфальцевій зоні

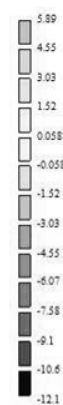
Для загального розуміння діапазону експериментально прикладеного навантаження відмітимо, що експериментальне навантаження $P=1\text{кН}$ відповідає рівномірно розподіленому навантаженню $q=5,4\text{ тс/м}^2$. Наприклад, для силосу діаметром 8 м та висотою 20 м нормальний горизонтальний тиск відповідає значенню $P_h^n = 3,5\text{ тс/м}^2$. Таким чином, експлуатаційні навантаження відповідають початковій стадії експериментального дослідження. Виявлений характер прогину зразка до руйнування в основному відповідає позаграничному стану оболонки спіральнo-фальцевого силосу.

Отримані результати було порівняно з аналітичними розрахунками, які проводились в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Для розрахунку були задані параметри експериментального зразка. Стінка силосу змодельована плоскими оболонковими СЕ типу 44 «чотирикутний елемент оболонки», які встановлені у вертикальній площині. Фальцеве ребро змодельоване СЕ типу 5 «просторовий стрижень» (рис. 5). Для відповідності розрахункової моделі до експерименту, її кінці було защемлено.

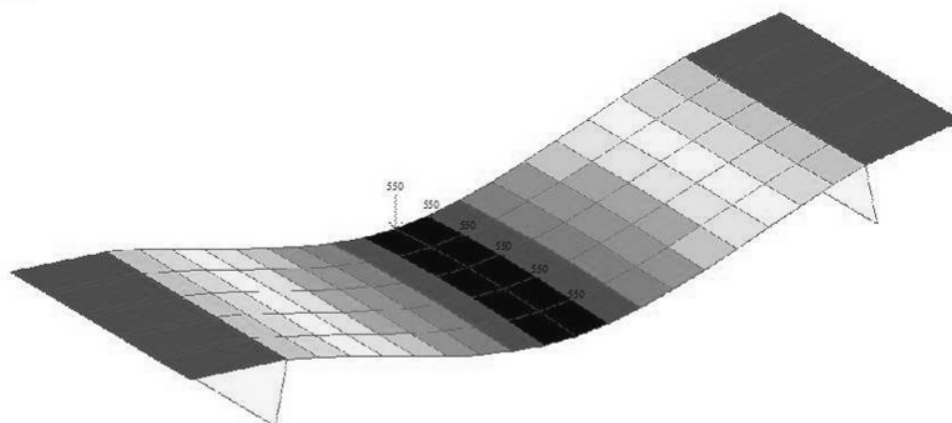


а)

Завантаження 11
М овална напружений по Мх
Единиця вимірювання - (кН*см)/см



Y
Z
X



б)

Рис. 5. Комп'ютерна розрахункова модель зразка: а) 3D модель; б) ізополя напружень

Порівняння результатів експериментального дослідження та аналітичного розрахунку в ЛІРА-САПР наведені на графіку залежності напружень від навантажень в центрі міжфальцевої зони (рис. 6).

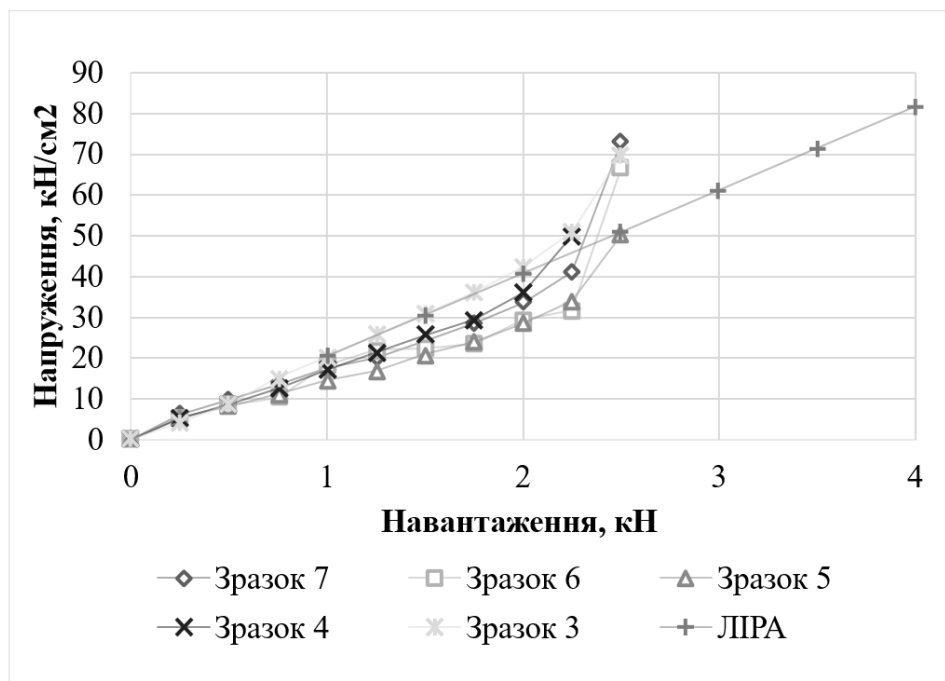


Рис. 6. Графік залежності напруження від навантаження у міжфальцевій зоні

Графік показує, що в діапазоні навантажень від 0 до 1 кН результати експериментальних досліджень відповідають чисельному розрахунку в ЛПРІ-САПР. При збільшенні навантаження напруження за розрахунком ЛПРІ-САПР більші за експериментальні, це пояснюється збільшенням розкриття фальцевого замка, що не враховується у комп'ютерній розрахунковій моделі.

Характер розкриття фальцевого замка показаний на графіку (рис. 7).

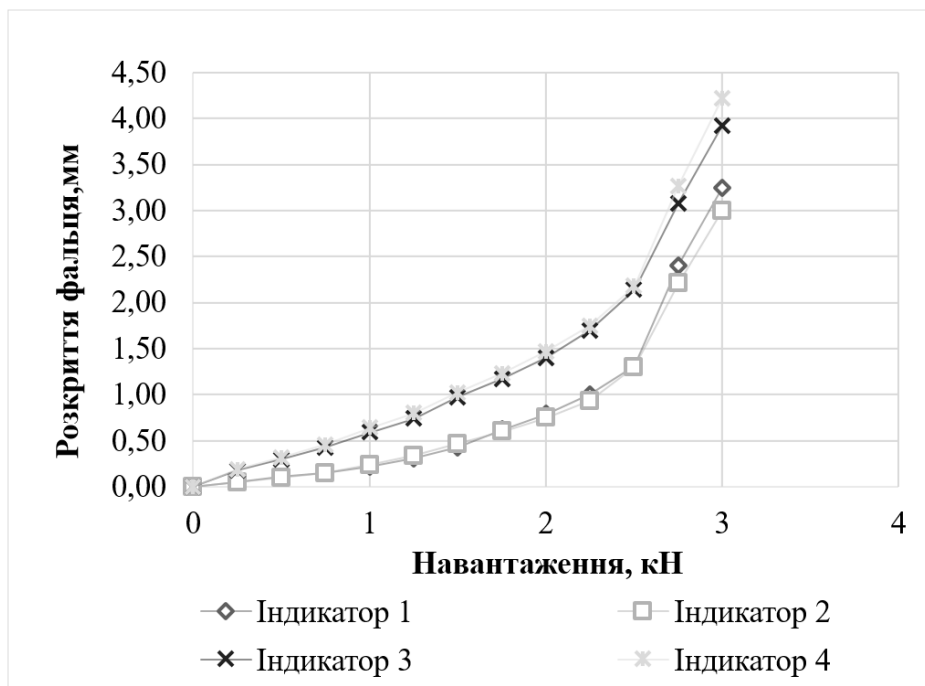


Рис. 7. Характер розкриття фальцевого замка

Випробування виявили, що оскільки фальцеві ребра не є симетричними відносно точки прикладання навантаження (рис. 8, а), на графіку можна відмітити, що розкриття фальцевого

замка, розміщеного над міжфальцевою зоною, більше, ніж фальцевого замка, розміщеного нижче.

На рисунку 8, б показаний графік залежностей напружень від навантаження, дані зібрані з тензорезисторів (рис. 8, а). Як видно на графіку, покази розділені на 3 пучка, чітко виділяються тензорезистори (5,6 та 7,8), які розміщені біля фальців. Тензорезистори 11 та 12 співпали в показах. Практично лінійний характер мають показники тензорезистора 13.

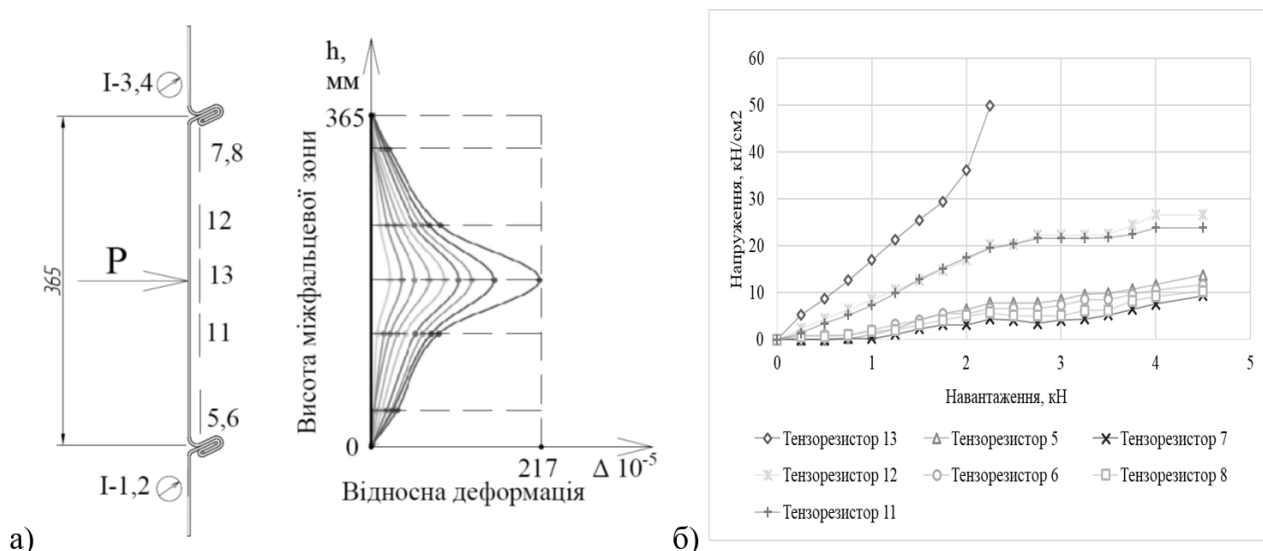


Рис. 8. Напружено-деформований стан елемента стінки: а – епюра деформацій; б – графік напружень.

Висновки. Проведено експериментальну перевірку роботи стінки спірально-фальцевого силосу. Виявлено характер взаємодії та деформування стінки з фальцевим з'єднанням. Оцінено ступінь розкриття фальців. Одержані дані щодо характеру роботи стінки та фальцевого з'єднання в граничному та позаграничному станах. Виконано порівняння експериментальних залежностей з розрахунком за методом скінченних елементів в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Обґрунтовано висновок про надійну роботу стінки спірально-фальцевого силосу при експлуатаційних та підвищених навантаженнях.

Література

1. McCalmont, J. R. Silo types and construction. Washington D.C., 1939. 69 с.
2. Gaylord E.H. Design of Steel Bins for Storage of Bulk Solids / E.H. Gaylord, C.N. Gaylord. – Prentice-Hall, New Jersey, 1984. – 359 с.
3. Rotter M.J. Guide for the economic design of circular metal silos. CRC Press, 2001. 254 с.
4. Blight G.E. Design implications of measured pressures and strains in silos / G.E. Blight // Journal of Structural Engineering. – ASCE, 1992. – vol. 118, №10. – С. 2729-2742.
5. Kebeli H.V. Moisture-induced pressures and loads in grain bins / H.V. Kebeli, R.A. Bucklin, D.S. Ellifritt, K.V. Chau // Transactions of the ASAE. – ASAE, 2000. – Vol. 43, №5. – С. 1211-1221.
6. Molenda M. Comparison of loads on smooth- and corrugated-wall model grain bins / M. Molenda, J. Horabik, I.J. Ross // International Agrophysics. – 2001. – Vol. 15. – С. 95-100.
7. Hanhua Y. A novel prediction method of dynamic wall pressure for silos based on support vector machine/ Zhijun X., Tingting L., Fang Y. // Advances in Civil Engineering. – 2020. – С. 1-7. DOI: <https://doi.org/10.1155/2020/4865628>
8. Changnv Z. The shear strength and dilatancy behavior of wheat stored in silos / Z. Changnv, W. Yuke. // Complexity. – 2019. – С.1 - 9. DOI: <https://doi.org/10.1155/2019/1547616>

9. Dogangun A. Cause of damage and failures in silo structures / A. Dogangun, Z. Karaca, A. Durmus, H. Sezen // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. – ASCE, 2009. – Vol. 23, №2. – С. 65-71.
10. Singer, J.; Rosen, A. The influence of boundary conditions on the buckling of stiffened cylindrical shells. In *Proceedings of the IUTAM Symposium on Buckling of Structures*, Cambridge, MA, USA, 17–21 June 1974; Springer: Berlin/Heidelberg, Germany, 1976, С. 227–250
11. Pasternak, H.; Li, Z.; Juozapaitis, A.; Daniunas, A. Ring Stiffened Cylindrical Shell Structures: State-of-the-Art Review. *Appl. Sci.* 2022, 12, 11665. <https://doi.org/10.3390/app122211665>.
12. Das, P.K.; Thavalingam, A.; Bai, Y. Buckling and ultimate strength criteria of stiffened shells under combined loading for reliability analysis. *Thin-Walled Struct.* 2003, 41, С. 69–88.
13. Pichugin S., Oksenenko K. Comparative analysis of design solutions of metal silos. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering.* 2022, 53 (2), С. 54-60 . DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1890>.
14. Xaver Lipp [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <https://xaverlipp.com/>.
15. Pichugin S., Oksenenko K., Hajiye M., Sulewska M. Features of structures and calculation of steel spiral-fold silos. January 2021, *E3S Web of Conferences* 280(4):03006. DOI: 10.1051/e3sconf/202128003006.
16. Пічугін С., Дмитренко А., Оксененко К. Експериментальне дослідження елементів конструкції металевих спірально-фальцевих силосів. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини.* 2022, 26, С. 135-144.
17. ДСТУ ISO 6892-1:2019 (ISO 6892-1:2016, IDT) Металеві матеріали. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури.

References

- [1] McCalmont, J. R. Silo types and construction. Washington D.C., 1939. 69 p.
- [2] Gaylord E.H. Design of Steel Bins for Storage of Bulk Solids / E.H. Gaylord, C.N. Gaylord. – Prentice-Hall, New Jersey, 1984. – 359 p.
- [3] Rotter M.J. / Guide for the economic design of circular metal silos / J.M. Rotter. – CRC Press, 2001. – 254 p.
- [4] Blight G.E. Design implications of measured pressures and strains in silos /G.E. Blight // *Journal of Structural Engineering*. – ASCE, 1992. – vol. 118, №10. – P. 2729-2742.
- [5] Kebeli H.V. Moisture-induced pressures and loads in grain bins / H.V. Kebeli, R.A. Bucklin, D.S. Ellifritt, K.V. Chau // *Transactions of the ASAE*. – ASAE, 2000. – Vol. 43, №5. – P. 1211-1221.
- [6] Molenda M. Comparison of loads on smooth- and corrugated-wall model grain bins / M. Molenda, J. Horabik, I.J. Ross // *International Agrophysics*. – 2001. – Vol. 15. – P. 95-100.
- [7] A novel prediction method of dynamic wall pressure for silos based on support vector machine / Y. Hanhua, X. Zhijun, L. Tingting, Y. Fang. // *Advances in Civil Engineering*. – 2020. – P. 1-7. DOI: <https://doi.org/10.1155/2020/4865628>.
- [8] Changnv Z. The shear strength and dilatancy behavior of wheat stored in silos / Z. Changnv, W. Yuke. // *Complexity*. – 2019. – P. 1-9. DOI: <https://doi.org/10.1155/2019/1547616>.
- [9] Dogangun A. Cause of damage and failures in silo structures / A. Dogangun, Z. Karaca, A. Durmus, H. Sezen // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. – ASCE, 2009. – Vol. 23, №2. – P. 65-71.
- [10] Singer, J.; Rosen, A. The influence of boundary conditions on the buckling of stiffened cylindrical shells. In *Proceedings of the IUTAM Symposium on Buckling of Structures*, Cambridge, MA, USA, 17–21 June 1974; Springer: Berlin/Heidelberg, Germany, 1976, P. 227–250.

- [11] Pasternak, H.; Li, Z.; Juozapaitis, A.; Daniunas, A. Ring Stiffened Cylindrical Shell Structures: State-of-the-Art Review. Appl. Sci. 2022, 12, 11665. P. 1-14 <https://doi.org/10.3390/app122211665>.
- [12] Das, P.K.; Thavalingam, A.; Bai, Y. Buckling and ultimate strength criteria of stiffened shells under combined loading for reliability analysis. Thin-Walled Struct. 2003, 41, P. 69–88.
- [13] Pichugin S., Oksenenko K. Comparative analysis of design solutions of metal silos. Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. 2022, 53 (2), P. 54-60. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1890>.
- [14] Xaver Lipp [Internet resource]. - Access mode: <https://xaver-lipp.com/>.
- [15] Pichugin S., Oksenenko K., Hajiyev M., Sulewska M. Features of structures and calculation of steel spiral-fold silos. January 2021, E3S Web of Conferences 280(4):03006. DOI: 10.1051/e3sconf/202128003006.
- [16] Pichugin S., Dmytrenko A., Oksenenko K. Experimental study of structural elements of metal spiral-fold silos. Modern building structures made of metal and wood. 2022, 26, P. 135-144.
- [17] DSTU ISO 6892-1:2019 (ISO 6892-1:2016, IDT) Metal materials. Tensile test. Part 1. Test method at room temperature.

EXPERIMENTAL STUDY OF WALL STRESS-STRAIN STATE OF A STEEL SPIRAL-FOLD SILOS

Pichugin S.F., ScD, Professor

pichugin.sf@gmail.com, ORCID: 0000-0001-8505-2130,

Shulhin V.V., PhD, Associate Professor

Shwlad17@gmail.com, ORCID: 0000-0002-2573-8402

Oksenenko K.O., graduate student,

shvadchenkokate@gmail.com, ORCID: 0000-0002-5171-3583

National University "Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic"

Annotation. In the context of martial law, Ukraine's agricultural sector is suffering significant losses. By May 2022. Ukraine has already lost almost 13 million tonnes of elevator capacity, some of the grain warehouses have been completely destroyed, and some are in the occupied territories. In this regard, there is a need for elevator capacities, namely, prefabricated, cost-efficient storage capacities. Such structures are exemplified by silos. There are many design solutions for metal silos. However, the rising cost of materials is causing a need to reduce the material intensity of the structure, which is encouraging cylindrical silo manufacturers to search for new types of shell construction. An innovative design of lightweight, industrial silos is a metal spiral-fold silo.

The article describes the design of steel spiral-fold silos. The specifics of the spiral-fold silo design, which affects their stress-strain state, are analysed. The characteristics of the silo that was used as a source of samples for the experiment are given. The samples and equipment for the experimental study of a wall of a metal spiral-fold silo are considered. The stages of the experiment are described. The loading of the samples was performed by a central bending load applied in a static mode in the range from 0 kN to 5.5 kN. To determine the relative strains, the structure was unloaded after each loading stage. The analysis of the sample's relative strains which were measured by AVD-4 is made. The character of interaction and deformation of the wall with the folding lock is revealed. The degree of the folding lock opening was estimated. The character of work of the wall and the folding lock in the limit and non-limit states is obtained.

A comparison of experimental results with finite element analysis in the LIRA-SAPR software package was performed. The conclusion about the reliable operation of the wall of a spiral-fold silo under operational and increased loads is substantiated.

Keywords: metal silo, spiral-fold silos, folding lock, stress-strain state

ЗМІСТ

Гілодо О.Ю., Арсірій А.М.

Підсилення сталевим каркасом залізобетонного покриття 5

Гілодо О.Ю., Арсірій А.М., Сьоміна Ю.А., Олійник І.С.

Експериментальні дослідження елементів сітчастого купола з клеєної деревини 13

Махінько А.В., Махінько Н.О.

Особливості визначення сейсмічних навантажень на сталеві силоси із плоским днищем відповідно до ДБН В.2.6-221:2021 19

Шехоркіна С.Є., Зінкевич О.Г., Ковтун-Горбачова Т.А., Жук Є. В.

Виявлення потенціалу дерев'яних конструкцій у декарбонізації малоповерхових житлових будинків 28

Сьоміна Ю.А., Карпюк І.А., Антонова Д.В.

Деформативність сталеві арматури пошкоджених залізобетонних балок, підсилених вуглепластиком, за дії циклічного навантаження 35

Вожнар А., Маршалек К., Чернєва О., Сленчка Л.

Вплив болтових з'єднань на загальну поведінку сталевих ґратчастих телекомунікаційних веж 41

Гібаленко О.М., Чиженко Н.П., Мельник Г.О.

Оцінка корозійної захищеності конструкцій та споруд за фактичним станом 52

Гомон П.С.

Моделювання роботи підсиленого попередньо напруженого згинального дерев'яного елемента 59

Гомон С.С., Гомон Св.Св., Павлюк А.П., Пугач Ю.В.

Щодо удосконалення діючих нормативних документів для розрахунку згинальних дерев'яних елементів та конструкцій 67

Гомон Св.Св., Гомон С.С.

Узагальнена модель дійсної роботи деревини листяних та хвойних порід за осьового стиску уздовж волокон 75

Клименко Є.В., Попаденко А.О., Колесніченко С.В.

Особливості застосування термографічної дефектоскопії для сталевих будівельних конструкцій з урахуванням їх реального стану в умовах експлуатації 84

Пічугін С.Ф., Шульгін В.В., Оксененко К.О.

Експериментальне дослідження напружено-деформованого стану стінки сталевих спіральних-фальцевих силосів 94

CONTENTS

<i>Gilodo A.Y., PhD., Arsiriy A.M.</i> Strengthening of reinforced concrete roof with steel frame	5
<i>Gilodo A.Y., PhD., Arsiriy A.M., Somina Yu.A., Oliynyk I.S.</i> Experimental analysis of mesh elements glulam dome	13
<i>Makhinko A.V., Makhinko N.O.</i> The features of determination of seismic loads on steel silos with a flat bottom according to DBN V.2.6-221:2021	19
<i>Shekhorkina S.Y., Zinkevych O.H., Kovtun-Horbachova T.A., Zhuk Y. V.</i> Revealing timber structures potential in decarbonization of low-rise residential buildings	28
<i>Somina Yu.A., Karpiuk I.A., Antonova D.V.</i> Deformability of steel reinforcement of damaged cfrp-strengthened beams under the action of cyclic loading	35
<i>Wojnar A., Marszałek K., Chernieva O., Ślęczka L.</i> Influence of bolted splice connections on the global behaviour of steel lattice telecommunication towers	41
<i>Gibalenko O. M., Chyzenko N. P., Melnik G. O.</i> The decrease in the level of corrosion hazard in the rational design of metal structures	52
<i>Homon P.</i> Simulation of work of a reinforced pre-stressed wooden element	59
<i>Gomon S.S., Homon S.S., Pavluk A.P., Puhash Y.V.</i> Regarding the improvement of current normative documents for the calculation of bending wooden elements and structures	67
<i>Homon S., Gomon S.</i> Generalized model of the actual work of deciduous and coniferous wood under axial compression along the fibers	75
<i>Klimenko E.V., Popadenko A.O., Kolesnichenko S.V.</i> Peculiarities of the application of thermographic defectoscopy for steel building structures taking into account their real state under operation conditions	84
<i>Pichugin S.F., Shulhin V.V., Oksenenko K.O.</i> Experimental study of wall stress-strain state of a steel spiral-fold silos	94