

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

KYIV NATIONAL UNIVERSITY OF CONSTRUCTION
AND ARCHITECTURE

**ОПІР МАТЕРІАЛІВ
І ТЕОРІЯ СПОРУД**

**STRENGTH OF MATERIALS
AND THEORY OF STRUCTURES**

Науково-технічний збірник
Scientific-and-technical collected articles

Випуск **111**
Issue

Заснований у 1965 р.
Founded in 1965

Головний редактор П.П. Лізунов, д-р техн. наук
Заступник головного редактора С.О. Пискунов, д-р техн. наук
Відповідальний секретар О.В. Геращенко, канд. техн. наук

Редакційна колегія:

Алявдін П.В., д-р техн. наук (Польща)	Лобанов Л.М., д-р техн. наук, академік НАН України
Аткочиунас Ю., д-р техн. наук (Литва)	Максим'юк Ю.В., д-р техн. наук (Україна)
Белостоцький О.М., д-р техн. наук (Росія)	Перельмутер А.В., д-р техн. наук (Україна)
Вабіщевич М.О., д-р техн. наук (Україна)	Солодей І.І., д-р техн. наук (Україна)
Гайдичук В.В., д-р техн. наук (Україна)	Фіалко С.Ю., д-р техн. наук (Польща)
Дашенко О.Ф., д-р техн. наук (Україна)	Чан Дик Тінг, д-р техн. наук (В'єтнам)
Елішаков І., д-р техн. наук (США)	Ясній П.В., д-р техн. наук (Україна)
Іванченко Г.М., д-р техн. наук (Україна)	
Кривошапко С.Н., д-р техн. наук (Росія)	
Лук'янченко О.О., д-р техн. наук (Україна)	

Рекомендовано до випуску Вченою радою Київського національного університету будівництва і архітектури 24 листопада 2023 р. (протокол № 15).

Опір матеріалів і теорія споруд: Науково-технічний збірник. – Вип. 111 / Голов. ред. П.П. Лізунов. – К.: КНУБА, 2023. – 537 с. – Укр. та англ. мовами.

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі опору матеріалів, будівельної механіки, теорії пружності і пластичності. Особливу увагу приділено розробці й розвитку методів розрахунку міцності, стійкості, динаміки просторових конструкцій з урахуванням геометричної нелінійності, пластичних властивостей руйнування матеріалів; питанням чисельної реалізації рішень; дослідженню напружено-деформованого стану тіл складної структури при сталих і змінних у часі навантаженнях, включаючи випадкові впливи.

Призначений для наукових працівників, викладачів, виробничників, докторантів, аспірантів та студентів.

Індексація і партнери



<http://opir.knuba.edu.ua/>
<http://omtc.knuba.edu.ua/>
Адреса редакційної колегії:
КНУБА, Повітрофлотський пр., 31.
м. Київ, 03037
Тел.: (044) 248-3040
E-mail: omtc@knuba.edu.ua
E-mail: olg_guera@ukr.net

УДК 539.3/6
ББК 30.121+38.112
О-61
© КНУБА, 2023

UDC 37.02:69

DIDACTIC ASPECTS OF THE TRANSFORMATION OF CLIP THINKING IN THE CONTEXT OF TEACHING OF CONSTRUCTION MECHANICS

D.O. Chernyshev,

Doctor of Sciences in Technology, Professor

K.I. Pochka,

Doctor of Sciences in Technology, Professor

H.L. Korchova,

Candidate of Pedagogic Sciences, Associate Professor

Yu.S. Krasyl'nyk,

Candidate of Pedagogic Sciences, Associate Professor

M.V. Rudenko,

Candidate of Pedagogic Sciences, Associate Professor

*Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitroflotsky ave., Kyiv, Ukraine, 03037*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.3-12

The article provides a generalization of the didactic aspects of solving the problem of transforming the clip thinking of students of higher education in the conditions of teaching construction mechanics, which ensures the formation and development of their professional competence. The characteristic properties of "clip" forms of thinking are defined and the advantages and disadvantages of this phenomenon are established on this basis. Turning to the competence approach and the student-centered educational paradigm proved the characteristic of the transformation of clip thinking of higher education students as a controlled process of ensuring the quality of their training determined by a logical method of mastering the content of the educational material thanks to modern means of digital technologies, taking into account "clip" perception.

Keywords: educational process, construction mechanics, professional competence, thinking, educational tools, digital technologies, transformation of clip thinking of students of higher education.

Information technologies in the educational process of higher education institutions, on the one hand, allow you to manage the educational and cognitive activities of applicants for higher education, but also require purposeful educational, methodological, information technology and organizational and managerial support. The growth in the content of educational information Forces research and teaching staff to change the style, methods of receiving, accumulating, processing and transmitting it. This determines the need to prevent overload of higher nervous activity. As a result, the perception of information becomes fragmentary or mosaic, «clip». For the first time, the term «clip» thinking (English clip – segment) was used by the English futurologist A. Toffler [24] as a characteristic of fragmentary information acquisition. It is precisely such features of the presentation of the material, in his opinion, that form fragmentary and superficial knowledge. In our opinion, the problem of clip perception is that applicants for higher education, in the process of obtaining information, operate with fixed «clips» (images), which do not fully allow logical thinking and build cause-and-effect relationships between phenomena, processes and events.

In the scientific works, there are papers by H. Korchova [12], Yu. Krasyl'nyk [13], M. Litvinova [14], which are devoted to the peculiarities of implementing technologies that are directly aimed at taking into account the «clipping» nature of perception of educational information by higher education students.

Problem statement. Regarding the theory and practice of training construction professionals, scientific developments are carried out mainly in the field of using creolized texts (the result of combining elements belonging to different semiotic systems - verbal and non-verbal (so-called iconic), which include illustrations (photos and drawings), various in nature - artistic, decorative,

cognitive, etc.), as well as schemes, tables, diagrams, formulas, symbolic images, etc.) in the educational process as a means of adapting textual educational information to the specificity of the «clipping» thinking of modern youth. However, «clipping» thinking, as defined above, can also be a certain obstacle in the professional competence training of professionals.

Analysis of recent research and publications. The conceptual basis for the development of the stated problem is laid down and developed in the scientific research of many scientists. The problem of philosophical and cultural interpretation of the essence of clipping consciousness is devoted to the works of L. Rosen [21], L. Palladino [15], Ya. Chaplak, H. Chuyko [4], A. Toffler [24], and others. N. Carr [3] focuses on the analysis of the impact of modern telecommunications networks on mental processes. Ya. Chaplak and H. Chuyko [4] concentrate their attention on the phenomenon of clipping thinking and clipping fragmentation of the information flow in the Internet space as a precondition for social-psychological influence on personality and society. The most numerous studies concern the study of the manifestations of clipping perception, thinking, and behavior in the field of education (H. Bakhtina [2], H. Gich [6], T. Udovitska [25]). The comparison of the phenomenon of clip thinking with types of thinking such as NET-thinking, virtual-network thinking, as addressed by O. Panina [18], V. Pyrog [20], M. Smulson, Yu. Lototska, M. Nazar, P. Dityuk, I. Kovalenko-Kobylianska [8], and others.

Regarding the term «transformation» in the context of educational science and psychological processes, we agree with the view of N. Pobirchenko [19] that it is a creative process of transferring essential features of innovative achievements of a particular education profile to another education profile in order to combine them. It is a managed process of improving the quality of the educational process in terms of students perception of the educational material content using modern visualization tools, taking into account clip thinking. According to O. Glushko [7], the concept of «transformation» includes a fundamental, structural, long-term, and qualitative transformation of the education system with the introduction of innovations. However, despite the deep analysis provided in scientific papers by researchers on the advantages and disadvantages of clip thinking, the problem of transforming «clip» thinking of future students of higher education using information technology remains insufficiently disclosed in the educational process of higher education institutions.

The purpose of the article is to identify the leading characteristics of «clip» thinking and approaches to transforming «clip» thinking of future students of higher education using information technology.

Presentation of the main research material. H. Korchova [12] reveals the main characteristics of clip thinking, identifies the main features of its carriers, proposes specific pedagogical technologies, methods, and teaching techniques aimed at overcoming the negative aspects of clip thinking and taking into account its determinants - the constant increase in information received, the growth of information speed, diversity and accessibility of information, and increased multitasking. The researcher draws a parallel between «clip» and visual thinking and considers these types of thinking to be similar. Therefore, the characteristic feature of «clip» thinking is its imagery; an increased emotional component in motivational and regulatory mechanisms that directly block the need for new knowledge; formal-dynamic individual characteristics (speed, energy, and variability) that greatly simplify the perception and processing of significant volumes of modern information flow.

T. Udovystka [25], analyzing the phenomenon of clip thinking as a form of perception of the surrounding environment by modern youth in a diverse, mosaic, and fragmented form, argues that in the classical sense, a student's consciousness implies the presence of internal integrity and a certain intellectual structure - an intellectual scheme that corresponds to how information about the surrounding world and oneself is perceived, processed, and stored. According to the scientist, the destructive effect of the «clip» as a part of a whole lies in the fact that such a small fragmentary object, limited by frames, does not contribute to the formation of a holistic picture of the world for modern students. But at the same time, the author asserts that the presence of «clip thinking» in modern students cannot be denied, and therefore, the above-mentioned way

of mastering the surrounding reality and the «clip consciousness» formed on its basis are realities that characterize modern students.

Based on the analysis of psychological and scientific-methodical literature by Y. Solona [23], a whole spectrum of leading characteristics of «clippiness» of thinking is identified. Among them are: a decrease in the level of basic logical operations (analysis, synthesis, comparison, generalization, and classification); preference for visual (figurative) information; high speed of perception and superficial processing of information; deficit of attention and concentration; fragmentary and mosaic pictures of the world; loss of desire for knowledge; decreased need and ability for productive activity.

M. Litvinova [14] has proposed various methods, forms, and techniques for organizing productive activity of students during learning: visualization of educational information, project-game techniques using metaphorical-associative cards; frequent changes in types of activities and information sources; creation of a central image of a phenomenon or concept being studied; creation of an educational product new for those who are learning. O. Kornuta, T. Pryhorovska, N. Potiomkina [11] consider practical aspects of implementing the phenomenon of «clippiness» of thinking in teaching methodology using lecture classes as an example.

We agree that it is impossible to imagine a modern learning environment without a combination of classic classroom and virtual artificially created environments, just as one cannot imagine modern distance learning without Moodle, Teams, Zoom, Skype, Google Classroom, Google Meet, virtual tools (Google Glass, HoloLens, etc.). The result of such a combination is an educational environment characterized by the concept of a «synthetic learning environment» and has become a part of modern educational terminology.

Analyzing the trends in the construction and use of «synthetic learning environments» O. Burova, S. Litvinova, and O. Pinchuk [17] point to significant prospects for expanding the application of synthetic environments in education, particularly due to the development of educational tools based on IT technologies and experience in using multimedia tools and technologies. In the context of the student-centered educational paradigm, the idea of the scientists is that the transformation of the personality of the modern student as a bearer (acquirer) of knowledge into a synthesizing component of the educational process, when cognitive needs and abilities develop through the perception and processing of information from both external worlds (real physical and synthetic information), as well as the internal (biological) «world», can be harmonized by choosing an individual educational trajectory and necessary learning resources, taking into account the personality of the higher education acquirer.

In particular, K. Oldrich [1] believes that pedagogy is one of the six «critical criteria» that require attention if we want to improve the quality of the synthetic environment. According to the scholar, the main pedagogical elements in a synthetic learning environment should include: providing sufficient reference information/resources embedded in the simulation; preparation of learning settings; diagnostic interactions; cooperation; dynamic and context-sensitive assistance; embedded reflective strategies; work experience; and student-controlled experience.

Teachers' awareness of socio-state requirements for the quality of professional training of future students of higher education enables the development and effective implementation of modern educational technologies, best management practices, and research findings to form and develop self-sufficient individuals capable of creative professional activity. Thus, Y. Krasylnykom [13] substantiates the psycho-pedagogical principles and technologies for developing visualization skills of educational information among future vocational education teachers in higher education institutions. He establishes the concept of visualizing educational information as a specific way of achieving didactic goals that determines the nature of the visual model of objects and processes under study, means of visualization, methodological and technological constructs of their application, and the specificity of didactic activity of the teacher in accordance with the individual psychological characteristics of the higher education student and the need to activate their educational and cognitive activity for the perception, understanding of educational information and formation of certain competencies based on it. The researcher characterizes the ability of

future vocational education teachers to visualize educational information, which embodies their psychological, technical, technological qualities, and didactic competencies, namely: the ability to present educational information, its transformation and technologization of educational activities. The author has established that information and communication technologies enable the activation of the educational and cognitive activities of higher education learners by enhancing the visual representation of instructional information and combining logical and pictorial ways of learning. The technology for developing the visualization skills of future vocational education teachers, developed by Y. Krasyl'nyk, consists of several components: a conceptual foundation (methodological and theoretical-methodological principles of visualization; goals, objectives, scientific approaches, and principles that determine the technological aspects of visualizing instructional information), educational process participants (methodology of selecting productive forms, methods, and tools that are adequate to the conditions of subjectivization of the visualization process; organization of educational interaction in the system "teachers-higher education learners-developers of educational information resources-methodological service workers-higher education institution managers"), and the technological process of visualizing instructional information (selection of productive forms, methods, and means of teaching, as well as the corresponding forms, methods, means, and techniques of visualizing instructional information; designing models of visual instructional information in various types of educational activities that are implemented in the conditions of information technology and supplemented by the students' work according to individual educational trajectories and interactive teaching methods).

H. Korchova [12] identifies teaching methods and techniques that have proven themselves in teaching practice: project-based learning; «flipped classroom»; discussions; brainstorming; debates; forums; round tables; seminar-discussions (group discussion); case method (situational analysis); mind maps, mental cards (mindmapping); idea basket; visualization schemes; synqueines; «Fishbone» or «Fish skeleton» technique; working with historical sources with an emphasis on visual sources (drawings, posters, photographs, maps, film documents). She also draws attention to educational technologies that are most successful for learners with clip thinking. In particular, web quests as a problem task with elements of role-playing, when using information resources of the Internet; sketching technology – creating small drawings that make the lecture or presentation more understandable, while all the lecture material is placed on one sheet (colored markers, markers or pencils are needed, and for video scribing – a computer (gadget), camera and video editing programs); infographics, the essence of which is to visualize data or ideas in order to convey complex information to the audience quickly; the best way to create infographics is to break the audience into microgroups, each of which has time to study the information; gamification as a technology closely related to the use of gaming forms and teaching methods.

In our opinion, a positive trend is the focus of scientists on analyzing the problem of insufficient humanization in the education of higher education seekers in technical specialties. In particular, O. Kornilov [10] considers the process of teaching the discipline «Strength of Materials» from the perspective of its humanization potential. The researcher believes that in the process of mastering the content of this discipline, it is not enough to rely solely on sensory perception of external objects, i.e. simple, direct perceptions of the external world. Rather, students require a fairly high level of apperception. An effective means of enhancing apperception can be the teacher's use of images from literature and the introduction of a figurative (image-based) component of thinking. We agree with this statement because the processes of word and image perception and their processing by both hemispheres of the brain occur differently. «Left-brain» thinking is analytical and discrete, while «right-brain» thinking is spatial, synthetic, and capable of instantly grasping numerous object properties. Depending on the conditions of a person's psychological-intellectual development, there may be a relative dominance of left or right-brain thinking, which largely determines the characteristics of the subject's psychological cognitive processes in learning. The use of figurative and aesthetic components to increase the productivity of learning material acquisition is justified during

various types of educational activities. For example, the emotional and aesthetic coloring of the lecture content will contribute to its retention in the student's long-term memory. As an illustration, conducting a laboratory practical on determining the magnitude of normal stresses during off-center tension (compression) is an important element of the process for technical and construction specialties. At the State Biotechnology University (Kharkiv), during a laboratory experiment [22], students are offered to experimentally determine the magnitude of normal stresses in the transverse section of a bar (Fig. 1).

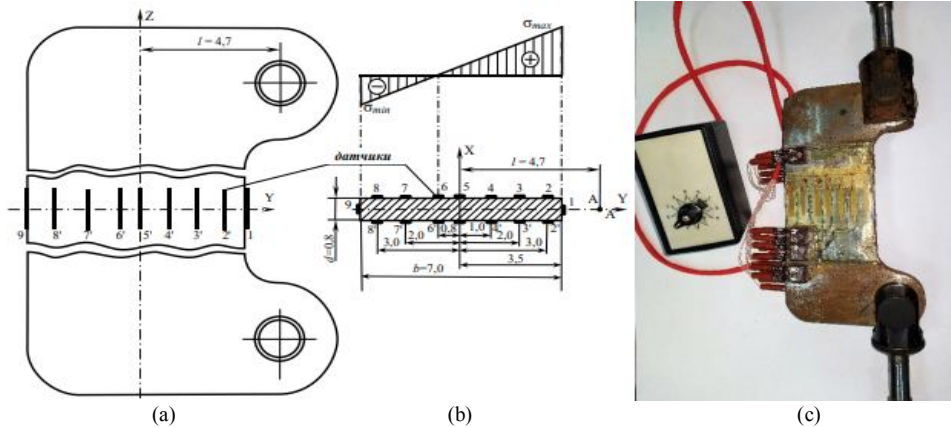


Fig. 1. Sample of a rod used in the laboratory work "Off-center tension (compression)": sketch of the rod (a), cross section and normal stress diagram (b), external view of the sample with the sensor switch (c)

In the conditions of remote learning, the use of modern finite element analysis systems, particularly ANSYS, has proven to be effective in completing this laboratory work. The computer modeling of the bar in ANSYS WORKBENCH is shown in Fig. 2.

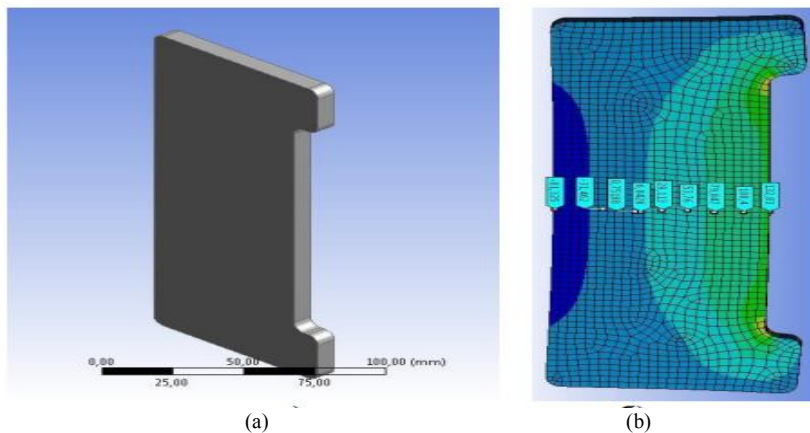


Fig. 2. A model of the rod for performing the laboratory work «Off-center tension (compression)» in ANSYS WORKBENCH: general view (a), normal stresses in a cross section (b)

However, in our opinion, the optimal approach for laboratory work is to combine real and digital objects, which allows students to better understand the content. Therefore, an improved learning environment should include updated educational material, new methods of self-assessment, and video clips with detailed instructions for each practical session, which significantly improves learning outcomes [5]. By scientists of the Kyiv National University of Construction and Architecture [26], to indicate the importance of the problem of modernization

of the operational and activity component of educational activity, further scientific development of theoretical and technological components of technical educational disciplines in the institution of higher education of the construction profile, determinants, which define peculiarities of their teaching methods, clarified approaches on the formation of the content of education, oriented on the priority of personal-oriented learning and competence-based approach. Recommendations for improvement of the basic types of training in lecture, practical, and laboratory classes have been developed. The content of the stages of implementation of the technique of teaching technical disciplines in the institution of higher education of the construction profile is determined.

An analysis of the psychological and pedagogical literature on innovative approaches in the training of construction professionals and innovative educational practices has allowed us to identify a range of information technology tools in the context of taking into account and transforming the «clip-thinking» of students. The Department of Vocational Education at the Kyiv National University of Construction and Architecture actively uses a wide range of electronic systems to create an interactive educational environment during teaching sessions. The most popular of these is the Moodle e-learning platform [16]. Moodle (Modular Object-Oriented Dynamic Learning Environment) is a free learning management system distributed under the GNU General Public License. The platform is popular because it has undergone multiple modifications and has been supplemented with new solutions and tools. The Moodle system meets the main criteria for e-learning systems. In the system, it is possible to create and store electronic educational materials and set the sequence for their study. Thanks to the fact that access to Moodle is via the Internet or other networks, higher education students are not tied to a specific location and time and can choose their own pace for learning the material. Considering this, it should be noted that the Moodle system can be used not only for organizing distance learning, but also for supporting traditional classroom learning.

Organizing the educational process in a qualitative and effective manner can also be achieved by creating a virtual classroom in Classroom [9], uploading and storing documents on the virtual Disk (text, table, presentation, forms, tests), posting prepared materials in a private file repository with integrated editing tools. In addition to the ability to receive and exchange information, these resources allow for working and learning online. Another advantage of this resource is the ability to edit files simultaneously by multiple participants in real-time, conduct webinars, meetings, consultations, and create distance courses, provide educational consultations, and post materials for self-education.

At the Kyiv National University of Construction and Architecture, the most popular platform in Office 365 is Microsoft Teams, a hub for teamwork that integrates users, content, and tools necessary for more efficient work. The application brings everything together in a shared workspace that includes chat for meetings, file sharing, and corporate programs. The application is useful for higher education students as it allows them to work on Android, iOS, Windows, and Phone platforms.

One of the tools that is most adapted for learning and convenient to use is the Zoom program. This program has gained widespread use since the beginning of the COVID-19 pandemic caused by the SARS-CoV-2019 coronavirus and the war in Ukraine. Zoom allows for the quick planning and organization of online classes and webinars. Additionally, the program allows for demonstrations of materials on the PC desktop; recording of classes with student participation and personal inquiries; and the organization of public and private chats for messaging and exchanging materials. Therefore, the latest IT technologies increase students' interest in learning, activate cognitive activity, develop creative potential, and allow for the effective organization of personalized, collective, and group activities during classes, independent work, and the improvement of practical skills. Computers, the Internet, and modern audio-visual teaching tools make the learning process creative and exploratory, enabling the use of multimedia presentations, animated videos, and interactive equipment (SMART Board interactive whiteboards, Symposium interactive displays), and more.

Conclusions. Thus, there is a tendency towards the dominance of «clip thinking» among students, characterized by certain properties, the main ones being visualization (imagery) of information; high speed of perception and superficial processing of information; deficit of attention and concentration; fragmentariness and mosaic nature of worldviews; loss of desire for knowledge; reduced need and ability for productive activity. These properties can be transformed through the appropriate construction of educational organization, including through the use of information technology, towards logical presentation of educational material; alignment of education with practical goals; implementation of education technologies aimed at educational interaction (use of electronic discussions (forums), email, conferences, etc.); ensuring an individual approach to organizing the educational and cognitive activity of students taking into account their motivations, needs and abilities; variability in the selection of IT learning technologies and their combination. Among the ways of organizing this process, one can highlight the activation of the learning process by involving problem-search, research approaches in teaching; scientific content of teaching; providing the opportunity to build all types of activity on scientifically substantiated principles.

The results of the research can be used for the creation and improvement of didactic technologies and methods, as well as optimization of the content of educational disciplines using information technology in the training of construction professionals in a higher education institution in the field of construction.

REFERENCES

1. Aldrich C. «Clark Aldrichs six criteria of an educational simulation». [Online]. [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu: <http://www.e-learningguru.com/wpapers/sixcriteria.pdf>.
2. Bakhtina H. P. Matematyka yak «shcheplennia» proty «klipovosti» – Rezhym dostupu : informatsii ta «kolazhu» suchasnoho myslennia [Tekst] I H. P. Bakhtina // Visnyk Luhanskoho natsionalnoho universytetu imeni Tarasa Shevchenka. - Luhansk: Derzhavnyi zaklad «Luhanskyi natsionalnyi universytet imeni Tarasa Shevchenka». - Alma-mater. - 2010. -№ 1(188) sichen. - S. 144-155. - (Serii: Ped. Nauky).
3. Carr Nicholas. Is Google making us stupid?/Nicholas Carr// The Atlantic. – July/August 2008. [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu: <https://www.theatlantic.com/magazine/archive/2008/07/is-google-making-us-stupid/306868/>
4. Chaplak Ya.V., Chuiko H.V. Klipova khaotychnist yak manipulyativna tekhnolohiia sotsialno-psykholohichnoho vplyvu v kiberprostorii / Psychological journal. - No 3 (13) 2018. - S. 21-40 [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu : <https://apsijournal.com/index.php/psyjournal/article/view/268/182>.
5. De la Flor López, S., Ferrando, F. & Fabregat-Sanjuan, A. Learning/training video clips: an efficient tool for improving learning outcomes in Mechanical Engineering. Int J Educ Technol High Educ 13, 6 (2016). [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu : <https://doi.org/10.1186/s41239-016-0011-4>.
6. Hych H.M. "Klipove" myslennia molodi: druh chy voroh navchannia? / H. M. Hych // Naukovi pratsi [Chornomorskoho derzhavnogo universytetu imeni Petra Mohyly kompleksu "Kyievo-Mohylianska akademiia"]. Serii: Pedahohika. - 2016. - T. 269, Vyp. 257. - S. 38-42. - Rezhym dostupu: <https://lib.chmnu.edu.ua/pdf/naukpraci/pedagogika/2016/269-257-5.pdf>.
7. Hlushko O.Z. Bazovi termyny z problemy transformatsii v osviti: pohliady vitchyznianskykh vchenykh / O.Z. Hlushko [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu : <https://lib.iitta.gov.ua/708648/1/stattia.pdf>.
8. Intelektualnyi rozvytok dor oslykh u virtualnomu osvitnomu prostori: monohrafiia [Elektronnyi resurs] / M. L. Smulson, Yu. M. Lototska, M. M. Nazar, P. P. Ditiuk, I. H. Kovalenko-Kobylanska [ta in.]; za red. M. L. Smulson. – K.: Pedahohichna dumka, 2015. – 221 s. [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu : <http://lib.iitta.gov.ua/10064/>
9. Kartashova L. A., Boichenko O. A., Sheremet T. I. Tekhnolohii ta pryntsyipy dystantsiinoho navchannia: formuvannia tsyfrovoykh kompetentnosti pedahoha-tiutora. – K., 2020. – 77 s.
10. Kornilov O. Deiaki aspekty emotsiino–estetychnoho zabarvlennia vykladannia tekhnichnoi dystsypliny. [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu: https://pedagogy.lnu.edu.ua/departments/pedagogika/periodic/visnyk/18/08_kornilov.pdf.
11. Kornuta, O., Pryhorovska, T., & Potiomkina, N. (2017). Clip thinking and clip perception: teaching methods aspect. Elektronne naukove fakhove vydannia “Vidkryte osvितnie e-seredovyshe suchasnoho universytetu”, (3), 75-79. [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu: <https://openedu.kubg.edu.ua/journal/index.php/openedu/article/view/71>.
12. Korchova H. Klipove myslennia yak naukovo-metodychna problema u profesiinii osviti // Visnyk Kremenchutskoho natsionalnoho universytetu imeni Mykhaila Ostrohradskoho. – Kremenчук: KrNU, 2022. – Vypusk 1. – S. 49–54.
13. Krasyl'nyk Yu. Rozvytok umin vizualizatsii navchalnoi informatsii maibutnykh pedahohiv profesiinoi osvity // Visnyk Kremenchutskoho natsionalnoho universytetu imeni Mykhaila Ostrohradskoho. – Kremenчук: KrNU, 2022. – Vypusk 1. – S. 55–60.

14. Litvinova M. B. *Metodychna systema adaptivnoho navchannia fizyky u zakladakh vyshchoi tekhnichnoi osvity: dys.... d-ra ped. nauk: 13.00.02. Sentralno-ukrainskyi derzhavnyi pedahohichnyi universytet im. V. Vynnychenka.* – Kropyvnytskyi, 2018. – 517 s.
15. Liusy Dzho Palladyno. *Maksimalnaia kontsentratsiia. Kak sokhranyt efektyvnost v epokhu klypovoho myshleniia.* M.: Mann, Yvanov y Ferber, 2017. – 272 s. [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu: http://loveread.ec/read_book.php?id=45659&p=1
16. MOODLE [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu: <http://www.moodle.org>
17. Oleksandr Yu. Burov, Svitlana G. Lytvynova, Olga P. Pinchuk. *Synthetic educational environment – a footpace to new education* [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu : <https://journal.iitta.gov.ua/index.php/itl/article/view/1831>
18. Panina, O. P. *Metodychni osoblyvosti nadannia navchalnoho materialu z fizyky kursantam morskyykh VNZ z urakhuvanniam spetsyfiky kohnytyvnoho spryiniattia i vplyvu informatsiino-komunikatyvnykh chynnykiv / O. P. Panina // Naukovi zapysky. Seriia : Problemy metodyky fizyko-matematychnoi i tekhnolohichnoi osvity.* – Kropyvnytskyi : Vyd-vo KDPU, 2016. – Ch. 3. - S. 78-83.
19. Pobirchenko N. A. *Transformatsiia psykholohichnykh protsesiv v osvitolohii / N. A. Pobirchenko* [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu : http://elibrary.kubg.edu.ua/2823/1/N_Pobirchenko_NPOTP_III-IV_IS.pdf
20. Pyroh H. *Osoblyvosti smyslozhyttyevykh oriientsatsii korystuvachiv sotsialnykh merezh rannoho dorosloho viku / H. Pyroh, O. Melnyk // «Prykladni aspekty psykholohii osobystisnoho zrostantiia» : II zbirnyk naukovykh prats.* – Zhytomyr : Vyd-vo ZhDU imeni Ivana Franka, 2017. – S. 40-45.
21. Rosen L. Me, My Space, and I: Parenting the Nex Generation. New York, 2007. - 258 p.
22. Savchenko V. B., Svirhun O. A. *Vykorystannia tsyfrovyykh tekhnolohii pry provedenni laboratornykh robit z dystsypliny «Opir materialiv» v umovakh dystantsiinoho navchannia.* [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu : https://repo.btu.kharkov.ua/bitstream/123456789/791/1/UYAPFTSP_2021-33-35.pdf.
23. Solona Iu. *Rozroblennia pidkhodiv shchodo transformatsii «klypovoho» myslennia maibutnykh uchyteliv biolohii sposobamy orhanizatsii navchalno-doslidnytskoi diialnosti u fakhovii pidhotovtsi.* [Elektronnyi resurs]. – Rezhym dostupu: http://www.innovpedagogy.od.ua/archives/2019/13/part_1/36.pdf.
24. Toffler A. *Future Shock.* New York: Bantam Books, 1971. - 430 p.
25. Udovytyska T. A. «Klipove myslennia» molodi: osoblyvosti proiavu v protsesi navchannia (do postanovky problemy) [Tekst] / T. A. Udovytyska // *Vyshcha osvita Ukrainy: teoret. ta nauk.-metod. chasopys.* - K., 2013. - Tom VIII (50). - S. 407-416.
26. Chernyshev D. O., Maksymiuk Yu. V., Krasyl'nyk Yu. S., Korchova H. L., Rudenko M. V. *Peculiarities of technique of teaching technical disciplines in the institution of higher education of the building profile. Strength of materials and theory of structure, 2022, Vol. 108, P. 35–62.* – Режим доступу: URL: <http://omtc.knuba.edu.ua/issue/view/15499>.

Стаття надійшла 19.10.2023

Чернишев Д.О., Почка К.І., Корчова Г.Л., Красильник Ю.С., Руденко М.В.

ДИДАКТИЧНІ АСПЕКТИ ТРАНСФОРМАЦІЙ КЛІПОВОГО МИСЛЕННЯ В КОНТЕКСТІ ВИКЛАДАННЯ БУДІВЕЛЬНОЇ МЕХАНІКИ

Актуальність проблеми трансформації кліпового мислення здобувачів вищої освіти в умовах викладання будівельної механіки та її вирішення з урахуванням дидактичних можливостей освітніх та цифрових технологій є беззаперечною з огляду на динаміку зростання обсягу навчальної інформації, що вимагає від суб'єктів освітнього процесу гнучкого адаптування наукових підходів, технологій викладання, способів мислення до сучасних освітніх потреб. Визначено, що кліпове мислення, яке характеризується швидкістю та поверхневим обмірковуванням інформації, дефіцитом уваги та її концентрації, фрагментарністю та мозаїчністю картини світу, втратою бажання до пізнання, зниженою потребою та здатністю до продуктивної діяльності, може бути як перевагою, так і недоліком в умовах цифрової епохи, сучасних системних вимог щодо підготовки професіоналів із сформованою системою ціннісних орієнтацій, інноваційного мислення, культурою пізнавальної діяльності. Встановлено, що сутність трансформації кліпового мислення здобувачів вищої освіти в контексті викладання будівельної механіки полягає в інтегруванні освітніх інновацій з метою підвищення якості навчання та викладання, розвитку критичного мислення студентів, змін у способах сприймання та обробки інформації. З'ясовано, що дидактичні механізми трансформації кліпового мислення – ефективне використання аналітики даних, інтерактивні навчальні платформи, візуалізація даних, спільні платформи та обмін думками, автоматизація процесів для збору та обробки даних, стимулювання критичного мислення – сприяють збалансованому використанню освітніх засобів для покращення сприйняття інформації, розвитку когнітивної компетентності та сприяють створенню навчального середовища, яке відповідає потребам сучасності. Зроблено висновок, що властивості «кліпового мислення» можна трансформувати за умови відповідної побудови організації вивчення будівельної механіки в напрямки логічності подання навчального матеріалу; відповідності навчання практичним цілям; впровадження технологій навчання спрямованих на освітню взаємодію; забезпечення індивідуального підходу до організації навчально-пізнавальної діяльності студентів.

Ключові слова: освітній процес, будівельна механіка, професійна компетентність, мислення, освітні засоби, цифрові технології, трансформація кліпового мислення здобувачів вищої освіти.

Chernyshev D.O., Maksimyyuk Yu.V., Pochka K.I., Korchova H.L., Krasyl'nyk Yu.S., Rudenko M.V.

DIDACTIC ASPECTS OF THE TRANSFORMATION OF CLIP THINKING IN THE CONTEXT OF TEACHING OF CONSTRUCTION MECHANICS

The relevance of the problem of transforming the clip-based thinking of higher education students in the conditions of teaching construction mechanics and its solution taking into account the didactic capabilities of educational and digital technologies is undeniable in view of the dynamics of the growth of the volume of educational information, which requires the subjects of the educational process to flexibly adapt scientific approaches, teaching technologies, ways of thinking to modern educational needs. It was determined that clip thinking, which is characterized by speed and superficial consideration of information, lack of attention and its concentration, fragmentation and mosaicism of the world picture, loss of desire for knowledge, reduced need and ability for productive activity, can be both an advantage and a disadvantage in the conditions of digital era, modern system requirements for the training of professionals with a formed system of value orientations, innovative thinking, a culture of cognitive activity. It was established that the essence of the transformation of clip thinking of higher education students in the context of teaching construction mechanics is the integration of educational innovations with the aim of improving the quality of learning and teaching, developing students' critical thinking, and changes in the ways of perceiving and processing information. It was found that didactic mechanisms for the transformation of clip thinking - effective use of data analytics, interactive educational platforms, data visualization, joint platforms and exchange of opinions, automation of processes for data collection and processing, stimulation of critical thinking - contribute to the balanced use of educational tools to improve the perception of information, the development of cognitive competence and contribute to the creation of an educational environment that meets the needs of today. It was concluded that the properties of "clip thinking" can be transformed under the condition of the appropriate construction of the organization of the study of construction mechanics in the direction of the logical presentation of educational material; compliance of training with practical goals; implementation of learning technologies aimed at educational interaction; ensuring an individual approach to the organization of students' educational and cognitive activities.

Keywords: educational process, construction mechanics, professional competence, thinking, educational tools, digital technologies, transformation of clip thinking of students of higher education.

УДК 37.02:69

Чернишев Д.О., Почка К.І., Корчова Г.Л., Красильник Ю.С., Руденко М.В. Дидактичні аспекти трансформації кліпового мислення в контексті викладання будівельної механіки // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – Київ: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 3-12.

У статті наведено узагальнення дидактичних аспектів вирішення проблеми трансформації кліпового мислення здобувачів вищої освіти в умовах викладання будівельної механіки, що забезпечує формування і розвиток їх професійної компетентності. Визначено характерні властивості «кліпових» форм мислення та встановлено на цій основі переваги та недоліки даного феномену. Звернення до компетентнісного підходу та студентоцентрированої освітньої парадигми засвідчило характеристику трансформації кліпового мислення здобувачів вищої освіти як керованого процесу забезпечення якості їхньої підготовки детермінованого логічним способом засвоєння змісту навчального матеріалу завдяки сучасним засобам цифрових технологій із врахуванням «кліпового» сприйняття.

Іл. 2. Бібліогр. 26 назв.

UDC 37.02:69

Chernyshev D.O., Pochka K.I., Korchova H.L., Krasyl'nyk Yu.S., Rudenko M.V. Didactic aspects of the transformation of clip thinking in the context of teaching of construction mechanics // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 3-12.

The article provides a generalization of the didactic aspects of solving the problem of transforming the clip thinking of students of higher education in the conditions of teaching construction mechanics, which ensures the formation and development of their professional competence. The characteristic properties of "clip" forms of thinking are defined and the advantages and disadvantages of this phenomenon are established on this basis. Turning to the competence approach and the student-centered educational paradigm proved the characteristic of the transformation of clip thinking of higher education students as a controlled process of ensuring the quality of their training determined by a logical method of mastering the content of the educational material thanks to modern means of digital technologies, taking into account "clip" perception.

Fig. 2. Ref. 26.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, перший проректор Київського національного університету будівництва і архітектури ЧЕРНИШЕВ Денис Олегович

Адреса: 03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, ЧЕРНИШЕВУ Денису Олеговичу

Тел.: +38(044) 248-30-43;

Мобільний тел.: +38(097) 268-50-82

E-mail: chernyshev.do@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1946-9242>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри професійної освіти Київського національного університету будівництва і архітектури ПОЧКА Костянтин Іванович

Адреса: 03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, кафедра професійної освіти, ПОЧЦІ Костянтину Івановичу

Мобільний тел.: +38(097) 212-86-29

E-mail: pochka.ki@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-0355-002X>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доцент кафедри професійної освіти Київського національного університету будівництва і архітектури КОРЧОВА Галина Леонідівна

Адреса: 03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, кафедра професійної освіти, КОРЧОВІЙ Галині Леонідівні

Тел.: +38(044) 241-55-28

Мобільний тел.: +38(063) 124-64-54

E-mail: korchova.gl@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-9082-0146>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доцент кафедри професійної освіти Київського національного університету будівництва і архітектури КРАСИЛЬНИК Юрій Семенович

Адреса: 03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, кафедра професійної освіти, КРАСИЛЬНИКУ Юрію Семеновичу

Мобільний тел.: +38(067) 902-89-80

E-mail: krasulnyk.yus@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-0358-0066>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доцент кафедри професійної освіти Київського національного університету будівництва і архітектури Руденко Микола Васильович

Адреса: 03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, кафедра професійної освіти, РУДЕНКУ Миколі Васильовичу

Мобільний тел.: +38(067) 401-46-50

E-mail: rudenko.mv@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-2069-0566>

UDC 539.3

SELECTION OF THE OPTIMAL DESIGN FOR A VIBRO-IMPACT NONLINEAR ENERGY SINK

P.P. Lizunov**O.S. Pogorelova****T.G. Postnikova***Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitroflotskyave., Kyiv, Ukraine, 03680*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.13-24

The efficiency of a vibro-impact nonlinear energy sink (VI NES), that is, a vibro-impact damper, is largely determined by its design. The optimal damper design can be found through optimization procedures. However, the result of their work is ambiguous, their various options show different values of the optimal damper parameters. A thorough analysis of the obtained parameters values allow you to select the best option according to a certain criterion. While carrying out this analysis, we observe many interesting phenomena, namely, the synergistic effect of multiple parameters, rich complex dynamics of the VI NES, the presence of direct impacts between the damper and the main body, the dependence of the total energy on the exciting force parameters. The analysis also allows us to formulate the limitations of the VI NES. All these problems are reflected in this article.

Keywords: vibro-impact, primary structure, damper, nonlinear energy sink, synergistic effect.

1. Introduction

Different vibration control devices have received close attention from scientists and engineers over the years. Passive, active and hybrid control systems have been developed. Passive control devices and systems are commonly less complex and do not rely on a constant source of power, so they are often used. In particular, a tuned mass damper (TMD) is a traditional and popular mechanical vibrational absorber that is often implemented in high-rise buildings and towers [1,2]. In recent decades, the world scientific literature discusses fairly new passive vibration control device – nonlinear energy sink – NES [3,4]. A damper of small mass is coupled with the main body – the primary structure – by essentially nonlinear connection. This is its principal difference from TMD, where this connection is linear. However, a NES needs to be tuned like a TMD, that is, its parameters should be selected in such a way as to ensure the best mitigation of the primary structure vibrations. Modern computers and software make it possible to analyze the dynamic behavior of nonlinear systems and observe many nonlinear phenomena. So, we can study the motion of the system “primary structure – NES” with different dampers and choose an optimal NES design.

In modern world scientific literature, many works describe analytical, numerical and experimental investigations of NES. It is believed that these devices will be used to attenuate vibrations, in particular, in high-rise buildings and towers under the action of impulse, wind and even seismic loads. Numerous works on this topic demonstrate the active development of NES researches in recent years. There are comprehensive reviews of state-of-the-art researches on NESs [5-8], monographs [9,10], dissertations [4,11] and many articles on this problem [12-15]. Various types of NESs with the nonlinear connections of different types are studied. The restoring forces generated by these bonds may be smooth and non-smooth; they are discontinuous for vibro-impact NES – VI NES. A damper of this NES type repeatedly hits one or two constraints; the restoring force is discontinuous due these impacts; the “primary structure – NES” system is strongly nonlinear. The dynamic behavior of strongly nonlinear system is very sensitive to both the initial conditions and the parameters of the external load and the system itself. Therefore, the damper parameters need to be optimized in order to choose the optimal damper design to ensure its most effective operation [16]. Perhaps, the optimization mechanisms are not the same for different excitations. The author [11] emphasizes that a

feasible and precise design of VI NES to control vibrations of nonlinear systems will be difficult, despite the fact that preliminary experimental results demonstrate good reduction of velocity and, therefore, the effectiveness of energy reduction. The “impact rule” accepted in this investigation, that is, the impact simulation with nonlinear Hertz’s contact force according to his quasi-static contact theory makes it possible to optimize also the elastic properties of the contacting surfaces using Young’s moduli of elasticity and Poisson’s ratios.

In this paper, we continue the study of the SSVI NES dynamic behavior, started in our previous papers [17-20]. We analyze the feasibility of choosing the optimal damper design using various optimization procedures. Different optimization procedures show different results, which should be carefully checked and analyzed; the best option should be chosen among them. Since the optimization procedures do not give an univocal answer, choosing the optimal design becomes quite complex and requires a selection criterion. All options proposed by the optimization procedures clearly demonstrate the limitations of the VI NES. When considering the results of optimization procedures, the synergistic effect of multiple parameters is observed. Optimizing several damper parameters instead of two improves the damper efficiency and “calms” its complex dynamics, providing regular periodic motions instead of irregular regimes.

Thus, the goals of this paper are:

- compare the results of various optimization procedures and select the best among them according to a certain criterion;
- show the dynamics of VI NES with an optimal design;
- show the limitations of VI NES;
- demonstrate the synergistic effect of multiple parameters optimization.

2. Brief model description

Since this article continues the studies of VI NES, which were begun in our previous works [17-20], the mathematical model of the vibro-impact system under consideration was described in details in these works. Therefore, we will give its brief description that is necessary for understanding this text. The calculation scheme of two-body 2-DOF vibro-impact system (Fig.1) corresponds to the conceptual scheme of single-sided vibro-impact nonlinear energy sink (SSVI NES) [4, 17].

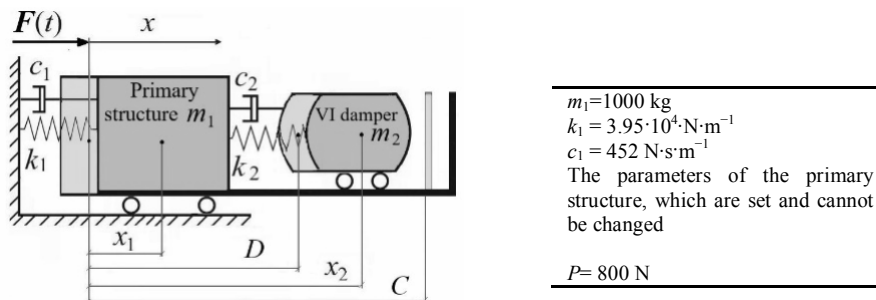


Fig. 1. Calculation scheme of SSVI NES

The damper mass m_2 should be much less than the primary structure mass m_1 , up to 1%. The connecting springs with stiffness k_1 and k_2 are linear. The base, along which the damper moves without friction, is rigidly connected to the primary structure and has a barrier at its right end. The nonlinearity and discontinuity of this system are created by the damper impacts on an obstacle and, as studies have shown, by the presence of collisions between bodies. The initial distance between the bodies is equal to D ; the distance to the right movable wall is C ; their difference defines the clearance, which is $(C-D)$.

The motion equations for this system are as follows:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_1 - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - k_2 (x_2 - x_1 - D) &= F(t) - H(z) F_{con}(z) + H(z_1) F_{con}(z_1), \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1 - D) &= +H(z) F_{con}(z) - H(z_1) F_{con}(z_1). \end{aligned} \quad (1)$$

The initial conditions are: at $t=0$ we have

$$x_1(0) = 0, x_2(0) = D, \dot{x}_1(0) = 0, \dot{x}_2(0) = 0, \varphi_0 = 0. \quad (2)$$

The exciting force is harmonic $F(t) = P \cos(\omega t + \varphi_0)$ with period $T = 2\pi/\omega$. In the future, we plan to study the dynamic behavior of the SSVI NES under action of impulsive, in particular, blast force. $H(z)$ is the Heaviside step function, which “actuates” the impact contact force $F(z)$ that acts only during an impact. It is this force that simulates an impact. We consider it as nonlinear and write it in accordance with Hertz’s contact quasi-static theory [21]. Since the damper hits both the primary structure directly and an obstacle, the contact forces are different for these impacts. The contact force at impact between the bodies has the following form:

$$F_{con}(z) = K[z(t)]^{3/2}, \quad K = \frac{4}{3} \frac{q}{(\delta_1 + \delta_2)\sqrt{A+B}}, \quad \delta_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{E_1 \pi}, \quad \delta_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{E_2 \pi}. \quad (3)$$

The contact force at impact on the right obstacle has the same form:

$$F_{con}(z_1) = K_1[z_1(t)]^{3/2}, \quad K_1 = \frac{4}{3} \frac{q_1}{(\delta_3 + \delta_4)\sqrt{A_1+B_1}}, \quad \delta_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{E_3 \pi}, \quad \delta_4 = \frac{1 - \nu_4^2}{E_4 \pi}. \quad (4)$$

Here $\nu_1, \nu_2, \nu_3, \nu_4$ are Poisson’s ratios; E_1, E_2, E_3, E_4 are Young’s moduli of elasticity for fourth colliding surfaces; A, A_1, B, B_1, q, q_1 are constants characterizing the contact zones geometry. The absorber surfaces, both left and right, are assumed to be spherical with large radii R and R_1 (for example, $R=R_1=1$ m); the contact surfaces of the primary structure and the right obstacle are flat. Then $A=B=1/2R$, $A_1=B_1=1/2R_1$ ($A=A_1=B=B_1=0.5$ m⁻¹); $q=q_1=0.319$ as in the collision of a plane and a sphere. It is the moduli of elasticity and Poisson’s ratios that characterize the elastic properties of the colliding surfaces. Therefore, the analysis of their values should allow us to see the influence on the system dynamics in more detail than the analysis of the restitution coefficient. The variables z and z_1 are the colliding bodies rapprochement upon impact, since the Hertz’s theory allows local deformations in the contact zone.

A direct damper impact on the primary structure occurs when $x_1 \geq x_2$; $z = x_1 - x_2$. A damper impact on an obstacle occurs when $x_2 = x_1 + C$; $z_1 = x_2 - x_1 - C$.

3. Results and discussion

3.1. First version of the optimization procedure

The scientific literature recommends fulfilling the optimization procedures to provide such NES design that will ensure its maximum efficiency in mitigation of the primary structure vibrations. Our computational experience confirms the importance of this recommendation [Наши статті]. However, the optimization procedures performed in different ways produce different results, which need to be analyzed in order to choose the best one among them.

We carried out the optimization procedures in two versions using the *fmincon* and *fminsearch* programs of the *MatLab* platform and compared their results. In both versions, the optimization was performed in three stages. At the first stage, three or two damper parameters were optimized. In the second and third stages, four or five more parameters were optimized, so a total of 7 parameters were optimized.

In the first version of the optimization procedure, at the first stage three parameters were optimized: the damper mass m_2 , its stiffness k_2 , and the distance to the obstacle C , which

determines the clearance. In the second and third stages, the damping coefficient c_2 , the initial distance between the primary structure and the damper D , and Young's moduli of elasticity for the colliding surfaces E_2 and E_4 were optimized. They are shown in burgundy in the second rows in (5). In this way, the following two complete sets parameters were defined for two damper variants:

$$m_2=22.68 \text{ kg}, k_2=2481 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1}, C=0.0683 \text{ m},$$

$$c_2=41.4 \text{ N}\cdot\text{s}\cdot\text{m}^{-1}, D=0.046 \text{ m}, E_2=2.26\cdot 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2}, E_4=2.18\cdot 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2},$$

$$m_2=37.88 \text{ kg}, k_2=414.6 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1}, C=0.0747 \text{ m}, \tag{5}$$

$$c_2=27.9 \text{ N}\cdot\text{s}\cdot\text{m}^{-1}, D=0.057 \text{ m}, E_2=2.21\cdot 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2}, E_4=2.05\cdot 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2}.$$

The comparison of the dynamic behavior of the vibro-impact system with the dampers with 3 and 7 optimized parameters demonstrates the synergistic effect of the multiple parameters. The damper efficiency changes little, but the dynamic behavior is completely different. Table 1 shows this difference depending on the exciting force frequency.

Table 1

Regimes implemented in a system with dampers with different numbers of optimized parameters depending on the exciting force frequency at $P=800 \text{ N}$

$\omega, \text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$	6.2	6.3	6.4	6.5	6.7	7.0
$m_2=22.7 \text{ kg}$						
with 3 optimized parameters	Chaotic	Chaotic; Intermittency	Chaotic; intermittency	Chaotic; intermittency	$T,1,2$	$T,0,2$
with 7 optimized parameters	Chaotic	Chaotic	4 $T,8, 8$	$T,1,2$	$T,1,2$	$T,1,2$
$m_2=37.9 \text{ kg}$						
with 3 optimized parameters	Intermittency	Chaotic	Chaotic	Chaotic	$T,2,2$	Chaotic
with 7 optimized parameters	Transient chaos; $T,3,3$	Chaotic	Transient chaos; $T,2,3$	Chaotic	Transient chaos; $T,2,2$	Chaotic

Following the logic of [22], we use the notation nT,k,m , which defines the regime of periodicity nT (where T is the exciting force period) with k impacts between the damper and the primary structure and m impacts of the damper on an obstacle. The Table clearly shows a rich complex dynamics that is realized in a vibro-impact system consisting of a primary structure coupled to a NES. Indeed, in [8], the authors note this phenomenon as one of the VI NES disadvantages: "One disadvantage of VI NESs is that coupling it with a primary structures leads to very complex nonlinear dynamics that is difficult to analyze analytically without making several simplifications". The Table also shows the presence of the direct damper impacts on the primary structure in all realized modes.

Fig. 2 and Fig. 3 show the characteristics of the complex modes that occur in a vibro-impact system with these two dampers with 7 optimized parameters at an exciting force frequency close to the resonant one $\omega=6.2 \text{ rad}\cdot\text{s}^{-1}$. The presence of direct impacts between the VI NES and the primary structure is very clearly visible.

Fig. 2 shows the picture that is typical for the chaotic movement. In particular, a ball of the phase trajectories in Fig. 2 (d) and a smear of the Poincaré map in Fig. 2 (b), (c) confirm its chaoticity. The contact forces in Fig. 2 (b) significantly exceed the exciting force. Fig. 2 (c) of

the relative damper displacements clearly shows the direct damper impacts on the primary structure at $(x_2-x_1) = 0$ and on an obstacle at $(x_2-x_1) = C = 0.0683$ m.

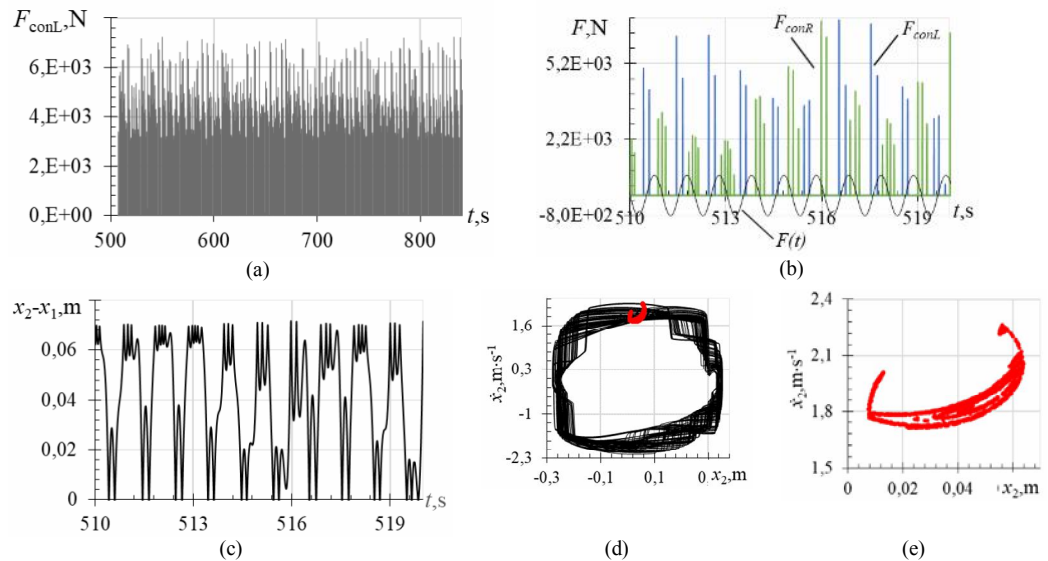


Fig. 2. The characteristics of chaotic regime for the system with a damper of mass $m_2=22.7$ kg with 7 optimized parameters at the exciting force frequency $\omega = 6.2$ rad·s⁻¹. (a) Contact forces during damper impacts on the primary structure directly. (b) Contact forces when the damper hits both the primary structure directly in blue and an obstacle in green over a narrower exciting force range. (c) The relative damper displacements. (d) Phase trajectories with Poincaré map in red for the damper. (e) The Poincaré map for the damper

Fig. 3 shows a typical form of transient chaos, when chaotic motion abruptly turns into the periodic one for the same values of all parameters. Fig. 3 presents the movement characteristics in both phases – in chaotic and in periodic $T_{3,3}$.

Fig.3 (c) on the right panel clearly shows 3 direct damper impacts on the primary structure at $(x_2-x_1) = 0$ and 3 damper impacts on an obstacle at $(x_2-x_1) = C = 0.0747$ m. The phase trajectory in the form of a closed curve and one point of the Poincaré map on the right panel in Fig. 3 (d) correspond to T -periodic motion. 6 jumps of damper velocity in this figure occur in 6 impacts per cycle - 3 on the primary structure and 3 on an obstacle.

3.2. Second version of the optimization procedure

The second version of the optimization procedure differs from the first version in the exciting force frequency for which the objective function was calculated. In the first version, this frequency was far from the resonant one $\omega=7.23$ rad·s⁻¹. On the contrary, in the second version it is almost resonant one $\omega=6.3$ rad·s⁻¹. At the first stage of the second optimization procedure version, two damper parameters were optimized: its mass m_2 and stiffness k_2 . The remaining five parameters were optimized in the second and third stages. The two complete sets of parameters for the two dampers are as follows:

$$m_2=39.67 \text{ kg}, k_2=1550.7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1},$$

$$C=0.1244 \text{ m}, c_2=643.6 \text{ N}\cdot\text{s}\cdot\text{m}^{-1}, D=0.1002 \text{ m}, E_2=2.205\cdot 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2}, E_4=2.047\cdot 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2},$$

$$m_2=62.02 \text{ kg}, k_2= 198.24 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1},$$

$$C=0.0498 \text{ m}, c_2=538.8 \text{ N}\cdot\text{s}\cdot\text{m}^{-1}, D=0.000001 \text{ m}, E_2=2.205\cdot 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2}, E_4=2.047\cdot 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2}.$$

These parameters are very different from the previous ones. Firstly, the dampers masses m_2 are larger. The scientific literature recommends that the NES mass be of 1% of the primary structure mass. In the first version of the optimization procedure, the minimum damper mass was determined to be 2%, in the second version – 4 %. Secondly, the remaining parameters – the damper stiffness k_2 , the damping coefficient c_2 , the distances D and C , which define the

clearance, vary greatly even for close damper masses $m_2= 37.88$ kg and 39.67 kg. Here again, the dynamic behavior of a system with dampers with two and seven optimized parameters is also very different that demonstrates the synergistic effect of the multiple parameters. Table 2 demonstrates the manifestation of the synergistic effect in a strong change in the implemented motion regimes.

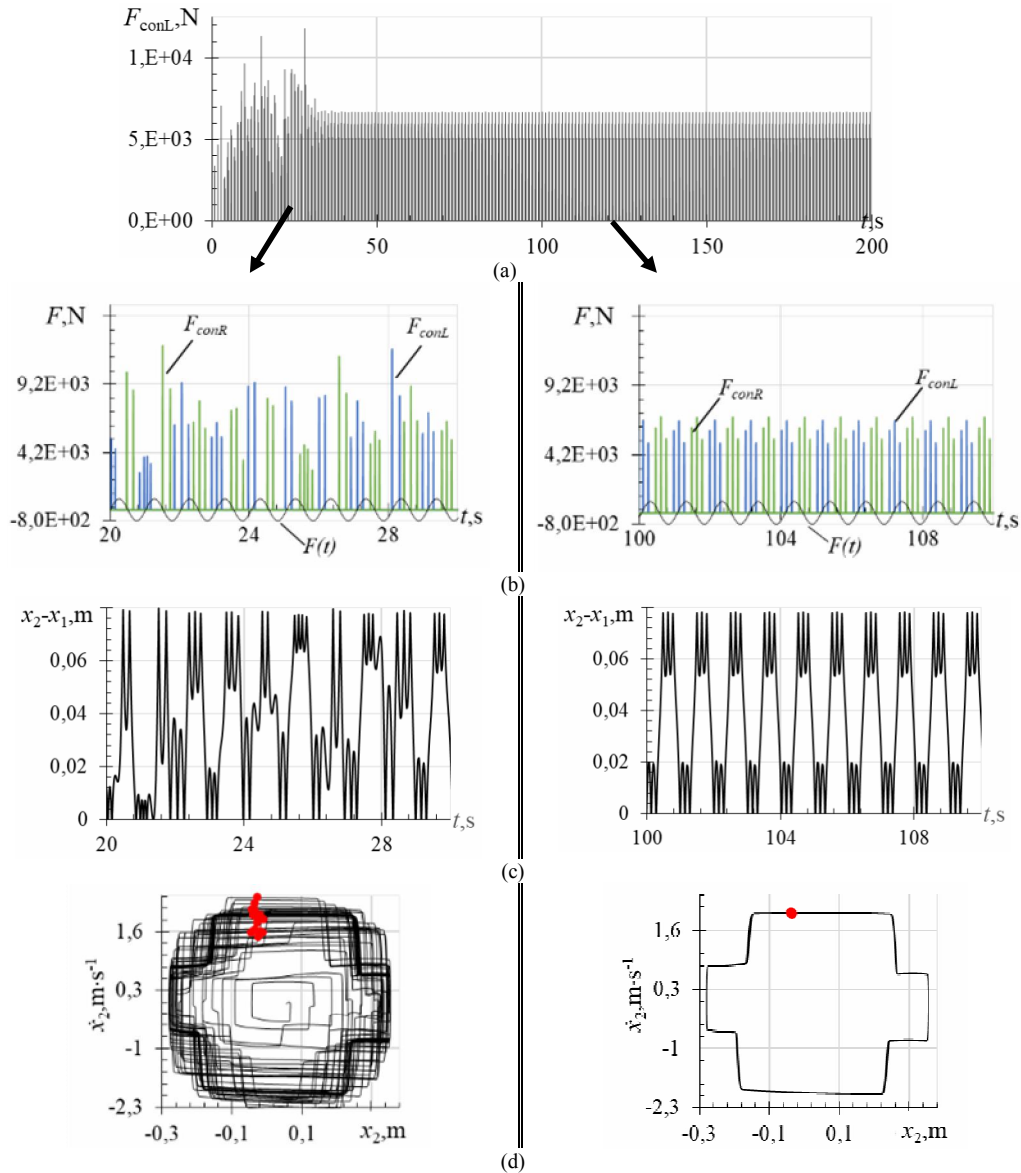


Fig. 3. The characteristics of transient chaos turning into periodic $T_{3,3}$ for the system with a damper of mass $m_2=37.9$ kg with 7 optimized parameters at the exciting force frequency $\omega = 6.2 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-1}$. (a) Contact forces during damper impacts on the primary structure directly. (b) Contact forces when the damper hits both the primary structure directly in blue and an obstacle in green over a narrower exciting force range. (c) The relative damper displacements. (d) Phase trajectories with Poincaré map in red for the damper

Table 2
Regimes implemented in a system with dampers with different numbers of optimized parameters depending on the exciting force frequency at $P=800$ N

$\omega, \text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$	6.2	6.3	6.4	6.5	6.7	7.0
$m_2=39.7$ kg						
with 2 optimized parameters	T,3,3	Transient chaos; T,2,4	T,2,3	Chaotic	Chaotic	T,1,2
with 7 optimized parameters	T,1,2	T,1,2	T,0,2	T,0,1	T,0,1	T,0,1
$m_2=62.0$ kg						
with 2 optimized parameters	Chaotic	Chaotic	Chaotic	Transient chaos; T,2,2	Chaotic	Chaotic
with 7 optimized parameters	Chatter	T,3,3	Chatter	T,2,2	T,2,2	T,2,1

For these dampers with 7 optimized parameters, the system movement is “calmed down”; irregular modes are replaced by regular periodic regimes. For the damper $m_2=39.7$ kg, we see the modes without direct damper impacts on the primary structure. Thus, different optimization procedures produce different damper parameters, so analysis is necessary to define, which variant is the most effective.

3.3. Selecting the optimal damper parameters

A logical question arises: which of these four options, determined by the optimization procedures, is preferable? Which option provides the best damper performance?

Let us compare the efficiency of four damper variants with 7 optimized parameters, that is, let us see how they attenuate the primary structure energy.

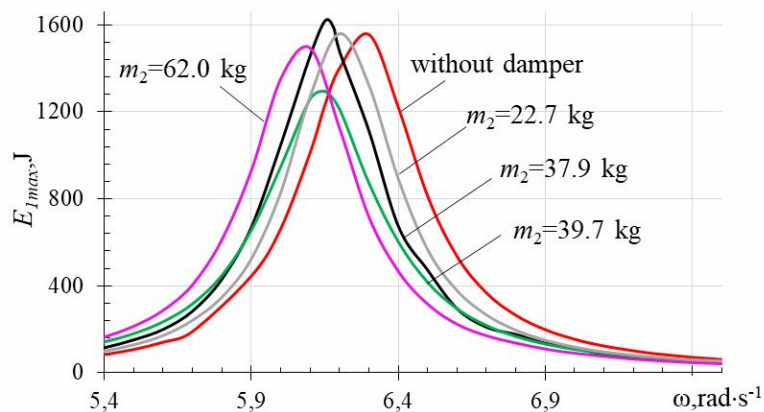


Fig. 4. The maximum total energy of the primary structure coupled with different SSVI NES depending on the exciting force frequency

Fig. 4 shows that all dampers shift the resonant peak of the maximum total energy of the primary structure to the left towards the low exciting force frequencies. Only a damper with a mass of $m_2=39.7$ kg (green curve) significantly reduces it; a damper with a mass of $m_2=62.0$ kg (lilac curve) reduces it a little. The energy mitigation occurs at fairly high frequencies. At low frequencies, the primary structure energy not only does not attenuate, but, on the contrary, increases. We believe that from these 4 variants proposed by the optimization procedures, it is worth choosing a damper of mass $m_2=39.7$ kg (green curve in Fig.4). Firstly, it reduces the energy resonant peak quite well, better than other dampers. Secondly, it attenuates the primary

structure energy at high frequencies also better than other dampers. Thirdly, it ensures regular periodic motion over a wide frequency range, as shown in Table 2. Its mass is 4% of the primary structure mass. It is worth noting that at high frequencies a damper with mass $m_2=62.0$ kg mitigates the energy better. However, it is too heavy (its mass has 6% of the primary structure mass) and provides a high resonant peak. Table 3 shows the attenuation of the maximum total energy of the primary structure coupled with the dampers of mass $m_2=39.7$ kg and mass $m_2=62.0$ kg.

Table 3

Attenuation of the maximum total energy of the primary structure coupled with the dampers of masses $m_2=39.7$ kg and $m_2=62.0$ kg, depending on the exciting force frequency

ω rad·s ⁻¹	6.2	6.3	6.4	6.5	6.7	7.0
$E_{1\max}$ wane % for $m_2=39.7$ kg	13.7	44.1	50.8	49.0	41.2	31.4
$E_{1\max}$ wane % for $m_2=62.0$ kg	20.1	54.2	61.9	61.4	53.9	42.5

As Table 2 shows, a vibro-impact system with damper of mass $m_2=39.7$ kg performs the regular periodic motion even without direct damper impacts on the primary structure at higher exciting force frequencies. Fig. 5 shows the movement characteristics of the $T_{1,2}$ regime at the same exciting force frequency $\omega = 6.2$ rad·s⁻¹.

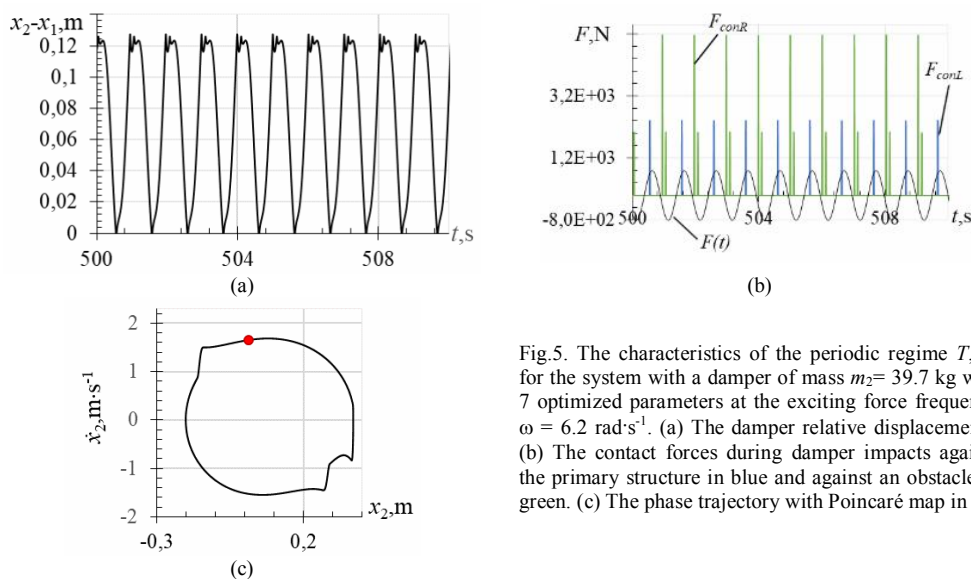


Fig.5. The characteristics of the periodic regime $T_{1,2}$ for the system with a damper of mass $m_2=39.7$ kg with 7 optimized parameters at the exciting force frequency $\omega = 6.2$ rad·s⁻¹. (a) The damper relative displacements. (b) The contact forces during damper impacts against the primary structure in blue and against an obstacle in green. (c) The phase trajectory with Poincaré map in red

The relative damper displacements in Fig. 5 (a) show one direct impact between the damper and the primary structure at $(x_2-x_1) = 0$ and two damper impacts on an obstacle at $(x_2-x_1) = C = 0.1224$ m. The contact forces graph in Fig. 5(b) shows one force per cycle when the damper directly impacts the primary structure in blue and two forces per cycle when the damper hits an obstacle in green. The exciting force is also shown in this graph. Fig. 5 (c) presents the phase trajectory with Poincaré map in red for a damper. This is a closed curve with one point of the Poincaré map, which is typical for T -periodic movement.

Table 2 shows that the vibro-impact system with a heavy damper of a mass $m_2=62.0$ kg also performs regular periodic motion, but at some exciting force frequencies the movement deviates somewhat from the periodic one and becomes a motion that can be called “chatter”. It is interesting to compare the types of its characteristics with both periodic and chaotic regimes. Fig. 6 demonstrates the characteristics of regime “chatter” for a system with the heavy damper

of mass $m_2=62.0$ kg with 7 optimized parameters at the same exciting force frequency $\omega = 6.2$ $\text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$.

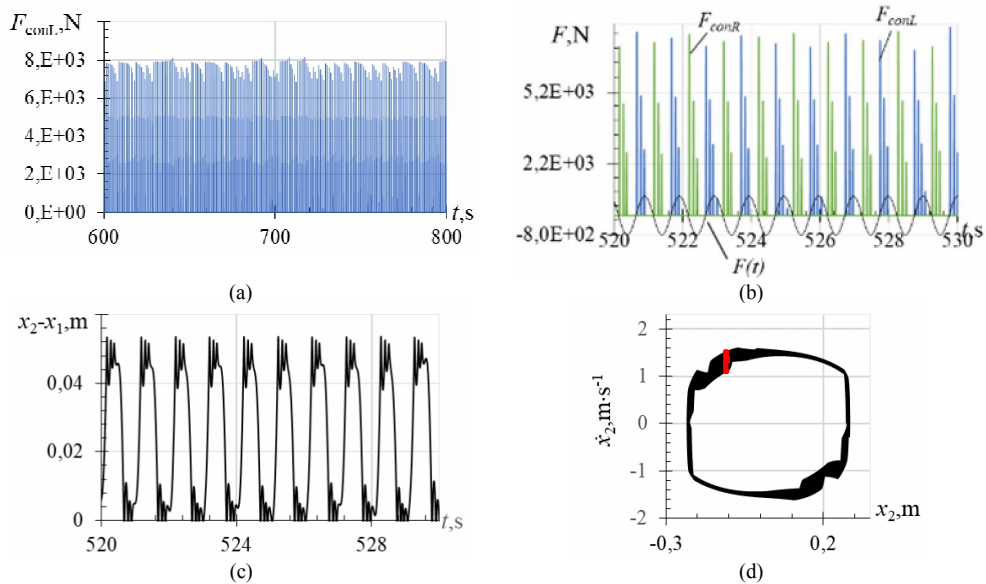


Fig. 6. The characteristics of “chatter” mode for the system with the damper of mass $m_2 = 62.0$ kg with 7 optimized parameters at the exciting force frequency $\omega = 6.2$ $\text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$. (a) Contact forces during damper impacts on the primary structure directly. (b) Contact forces when the damper hits both the primary structure directly in blue and an obstacle in green over a narrower exciting force range. (c) The relative damper displacements. (d) Phase trajectories with Poincaré map in red for the damper

4. Conclusions

The research results described above allow us to draw the following conclusions.

- It is necessary to optimize the VI NES parameters in order to select such its design that will ensure the most efficient operation.
 - Different optimization procedures give different results, so the obtained values of the VI NES parameters must be carefully analyzed in order to choose those values that will ensure the most efficient operation.
 - It is necessary to pay attention to the synergistic effect of multiple parameters, so as many parameters as possible should be optimized.
 - A well-designed damper in combination with the primary structure shifts the resonant peak of its energy to the left towards low frequencies and reduces it. A damper mitigates the primary structure energy well at the exciting force frequencies above the resonant one. On the contrary, it not only does not attenuate its energy, but increases it at low exciting force frequencies lower than the resonant one.
 - The dynamics of a vibro-impact system “the primary structure – VI NES” is rich and complex. We see many different irregular regimes. However, the complex dynamics practically does not change the damper efficiency, because the oscillatory amplitudes and velocities of the heavy primary structure change little under these regimes, but the contact forces change strongly.
 - Direct impacts between the primary structure and the damper occur in almost all regimes. This means that the single-sided VI NES operates like a double-sided one, in which the primary structure itself is the second barrier.
- Summarizing, we want to highlight the limitations of VI NES. They do not attenuate the primary structure energy at the exciting force frequencies below the resonant one. The choice of its optimal design is complex and ambiguous.

REFERENCES

1. Gutierrez Soto M., Adeli H. Tuned mass dampers //Archives of Computational Methods in Engineering. – 2013. – T. 20. – С. 419-431. <https://doi.org/10.1007/s11831-013-9091-7>
2. Rahimi F., Aghayari R., Samali B. Application of tuned mass dampers for structural vibration control: a state-of-the-art review //Civil Engineering Journal. – 2020. – С. 1622-1651. <https://doi.org/10.28991/cej-2020-03091571>
3. Ding H., Chen L. Q. Designs, analysis, and applications of nonlinear energy sinks //Nonlinear Dynamics. – 2020. – T. 100. – №. 4. – С. 3061-3107. <https://doi.org/10.1007/s11071-020-05724-1>
4. Wierschem NE. Targeted energy transfer using nonlinear energy sinks for the attenuation of transient loads on building structures: PhD dissertation. University of Illinois at Urbana-Champaign (USA); 2014. <https://www.proquest.com/openview/31588e3789383c3132b6e1e5bd4de07b/1?cb1=18750&loginDisplay=true&pq-origsite=gscholar>
5. Vakakis A. F. Passive nonlinear targeted energy transfer //Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences. – 2018. – T. 376. – №. 2127. – С. 20170132. <https://doi.org/10.1098/rsta.2017.0132>
6. Lu Z. et al. Particle impact dampers: Past, present, and future //Structural Control and Health Monitoring. – 2018. – T. 25. – №. 1. – С. e2058. <https://doi.org/10.1002/stc.2058>
7. Ibrahim R. A. Recent advances in nonlinear passive vibration isolators //Journal of sound and vibration. – 2008. – T. 314. – №. 3-5. – С. 371-452. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2008.01.014>
8. Saeed A. S., Abdul Nasar R., AL-Shudeifat M. A. A review on nonlinear energy sinks: designs, analysis and applications of impact and rotary types //Nonlinear Dynamics. – 2023. – T. 111. – №. 1. – С. 1-37. <https://doi.org/10.1007/s11071-022-08094-y>
9. Lee Y. S. et al. Passive non-linear targeted energy transfer and its applications to vibration absorption: a review //Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: Journal of Multi-body Dynamics. – 2008. – T. 222. – №. 2. – С. 77-134. <https://doi.org/10.1243/14644193jmbd118>
10. Wang J. et al. Track nonlinear energy sink for rapid response reduction in building structures //Journal of Engineering Mechanics. – 2015. – T. 141. – №. 1. – С. 04014104. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)em.1943-7889.0000824](https://doi.org/10.1061/(asce)em.1943-7889.0000824)
11. Li T. Study of nonlinear targeted energy transfer by vibro-impact :PhD thesis. National Institute of Applied Sciences of Toulouse (France); 2016. <https://www.theses.fr/20161SAT0007>
12. Youssef B., Leine R. I. A complete set of design rules for a vibro-impact NES based on a multiple scales approximation of a nonlinear mode //Journal of Sound and Vibration. – 2021. – T. 501. – С. 116043. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2021.116043>
13. Bergeot B., Bellizzi S., Berger S. Dynamic behavior analysis of a mechanical system with two unstable modes coupled to a single nonlinear energy sink //Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation. – 2021. – T. 95. – С. 105623. <https://doi.org/10.1016/j.cnsns.2020.105623>
14. Saeed A. S. et al. Two-dimensional nonlinear energy sink for effective passive seismic mitigation //Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation. – 2021. – T. 99. – С. 105787. <https://doi.org/10.1016/j.cnsns.2021.105787>
15. Luo J. et al. Large-scale experimental evaluation and numerical simulation of a system of nonlinear energy sinks for seismic mitigation //Engineering Structures. – 2014. – T. 77. – С. 34-48. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.020>
16. Wu Z., Seguy S., Paredes M. Basic constraints for design optimization of cubic and bistable nonlinear energy sink //Journal of Vibration and Acoustics. – 2022. – T. 144. – №. 2. – С. 021003. <https://doi.org/10.1115/1.4051548>
17. Lizunov P., Pogorelova O., Postnikova T. Choice of the Model for Vibro-impact Nonlinear Energy Sink //Strength of Materials and Theory of Structures. – 2022. – №. 108. – С. 63-76. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.63-76>
18. Lizunov P., Pogorelova O., Postnikova T. Dynamics of primary structure coupled with single-sided vibro-impact nonlinear energy sink //Strength of Materials and Theory of Structures. – 2022. – №. 109. – С. 20-29. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.20-29>
19. Lizunov P. P., Pogorelova O., Postnikova T. Vibro-impact damper dynamics depending on system parameters. – 2023. Research Square. <https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-2786639/v1>
20. Lizunov P., Pogorelova O., Postnikova T. Influence of stiffness parameters on vibro-impact damper dynamics //Strength of Materials and Theory of Structures. – 2023. – №. 110. – С. 21-35. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.110.21-35>
21. Johnson KL. Contact Mechanics. Cambridge University Press; 1985. <https://doi.org/10.1017/cbo9781139171731>
22. Lamarque C. H., Janin O. Modal analysis of mechanical systems with impact non-linearities: limitations to a modal superposition //Journal of Sound and Vibration. – 2000. – T. 235. – №. 4. – С. 567-609. <https://doi.org/10.1006/jsvi.1999.2932>

Стаття надійшла 16.10.2023

Лізунов П.П., Погорелова О.С., Постнікова Т.Г.

ВИБІР ОПТИМАЛЬНОГО ДИЗАЙНУ ДЛЯ ВІБРО-УДАРНОГО НЕЛІНІЙНОГО ПОГЛИНАЧА ЕНЕРГІЇ

Ефективність віброударного нелінійного поглинача енергії (vibro-impact nonlinear energy sink - VINES), тобто вібро-ударного демпфера, значною мірою визначається його конструкцією. Оптимальний дизайн демпфера можна підібрати за допомогою процедур оптимізації. Однак результат їхньої роботи неоднозначний, їхні різні варіанти показують різні значення оптимальних параметрів демпфера. Ретельний аналіз отриманих значень параметрів дозволяє підібрати оптимальний варіант за певним критерієм. Проводячи цей аналіз, ми спостерігали багато цікавих явищ, а саме синергетичний ефект багатьох параметрів, багату комплексну динаміку VI NES, наявність прямих ударів між демпфером і головним тілом, залежність повної енергії від параметрів збуджуючої сили. Аналіз також дозволяє сформулювати обмеження VI NES. Всі ці проблеми відображені в цій статті.

Ключові слова: віброударний, первинна структура, демпфер, нелінійний поглинач енергії, синергетичний ефект.

Lizunov P.P., Pogorelova O.S., Postnikova T.G.

SELECTION OF THE OPTIMAL DESIGN FOR A VIBRO-IMPACT NONLINEAR ENERGY SINK

The efficiency of a vibro-impact nonlinear energy sink (VI NES), that is, a vibro-impact damper, is largely determined by its design. The optimal damper design can be found through optimization procedures. However, the result of their work is ambiguous, their various options show different values of the optimal damper parameters. A thorough analysis of the obtained parameters values allow you to select the best option according to a certain criterion. While carrying out this analysis, we observe many interesting phenomena, namely, the synergistic effect of multiple parameters, rich complex dynamics of the VI NES, the presence of direct impacts between the damper and the main body, the dependence of the total energy on the exciting force parameters. The analysis also allows us to formulate the limitations of the VI NES. All these problems are reflected in this article.

Keywords: vibro-impact, primary structure, damper, nonlinear energy sink, synergistic effect.

УДК 539.3

Лізунов П.П., Погорелова О.С., Постнікова Т.Г. **Вибір оптимального дизайну для вібро-ударного нелінійного поглинача енергії** // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА. 2023. – Вип. 111. – С. 13-24. – Англ.

Ефективність віброударного нелінійного поглинача енергії (vibro-impact nonlinear energy sink -VI NES), тобто вібро-ударного демпфера, значною мірою визначається його конструкцією. Оптимальний дизайн демпфера можна підібрати за допомогою процедур оптимізації. Однак результат їхньої роботи неоднозначний, їхні різні варіанти показують різні значення оптимальних параметрів демпфера. Ретельний аналіз отриманих значень параметрів дозволяє підібрати оптимальний варіант за певним критерієм. Проводячи цей аналіз, ми спостерігали багато цікавих явищ, а саме синергетичний ефект багатьох параметрів, багату комплексну динаміку VI NES, наявність прямих ударів між демпфером і головним тілом, залежність повної енергії від параметрів збуджуючої сили. Аналіз також дозволяє сформулювати обмеження VI NES. Всі ці проблеми відображені в цій статті.

Табл. 3. Рис. 6. Бібліогр. 22 назв.

UDC 539.3

Lizunov P.P., Pogorelova O.S., Postnikova T.G. **Selection of the optimal design for a vibro-impact nonlinear energy sink**//Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – К.: KNUBA. 2023. – Issue111. – P. 13-24.

The efficiency of a vibro-impact nonlinear energy sink (VI NES), that is, a vibro-impact damper, is largely determined by its design. The optimal damper design can be found through optimization procedures. However, the result of their work is ambiguous, their various options show different values of the optimal damper parameters. A thorough analysis of the obtained parameters values allow you to select the best option according to a certain criterion. While carrying out this analysis, we observe many interesting phenomena, namely, the synergistic effect of multiple parameters, rich complex dynamics of the VI NES, the presence of direct impacts between the damper and the main body, the dependence of the total energy on the exciting force parameters. The analysis also allows us to formulate the limitations of the VI NES. All these problems are reflected in this article.

Tabl. 3. Fig. 6. Ref. 22.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівельної механіки КНУБА, директор НДІ будівельної механіки ЛІЗУНОВ Петро Петрович
Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури
Тел.: +38(044) 245-48-29
Мобільний тел.: +38(067)921-70-05
E-mail: lizunov@knuba.edu.ua
ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0003-2924-3025>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат фізико-математичних наук, старший науковий співробітник, провідний науковий співробітник НДІ будівельної механіки ПОГОРЕЛЮВА Ольга Семенівна
Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури
Тел.: +38(044) 245-48-29
Мобільний тел.: +38(067) 606-03-00
E-mail: pogos13@ukr.net
ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-5522-3995>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, старший науковий співробітник НДІ будівельної механіки ПОСТНІКОВА Тетяна Георгіївна
Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури
Тел.: +38(044) 245-48-29
Мобільний тел.: +38(050) 353-47-19
E-mail: postnikova.tg@knuba.edu.ua
ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-6677-4127>

УДК 624.131.7

ОСОБЛИВОСТІ МЕТОДІВ ОЦІНКИ СТІЙКОСТІ ЗСУВНИХ ТА ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛІВ

І.І. Солодей,

доктор технічних наук, професор

Е.Ю. Петренко,

кандидат технічних наук, доцент

В.М. Павленко,

аспірант

Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.25-38

У роботі розглянуто дві групи методів оцінки стійкості схилу. Наведено основний математичний апарат деяких методів граничної рівноваги і основні особливості методу скінченних елементів для даного типу задач. Виконано порівняльний розрахунок уявного схилу за допомогою різних груп методів.

Ключові слова: зсуви, коефіцієнт стійкості, методи розрахунку схилів, моделювання схилів, метод скінченних елементів (МСЕ).

Вступ. Оцінка стійкості зсувних і зсувонебезпечних схилів і укосів являє собою складну інженерну задачу, важливість розв'язку якої зумовлена необхідністю безпечної експлуатації даних територій у господарській діяльності. Питання, які пов'язані з даним типом задач, привертають увагу науковців, однак не дивлячись на значну кількість праць у цій галузі, залишаються актуальними для досліджень і обговорень.

Забезпечення стійкості схилів і укосів є комплексною проблемою, що включає декілька основних видів задач [21]: визначення коефіцієнту стійкості схилу, побудова та визначення розмірів поверхні ковзання, побудову епюри зсувного тиску. Різновиди задач у сукупності із складністю інженерно-геологічних умов та значною кількістю природних та техногенних факторів, що можуть впливати на схил або укіс, зумовили появу великої кількості методів для їх вирішення. Більшість з них не є універсальними і значною мірою зосереджені на розв'язанні конкретного типу задачі. У статті [5] наведено стислий огляд існуючих методів без розгляду математичного апарату, на якому вони базуються.

Методи граничної рівноваги. Одними найбільших розповсюджених підходів до розв'язання задач стійкості схилів є методи граничної рівноваги. Для розрахункових моделей даної групи характерним є прийняття ряду спрощень: використання гіпотези твердого відсіку; використання заздалегідь визначеної поверхні ковзання за рахунок аналітичних методів або натурних спостережень; нехтування силами взаємодії між відсіками, на які розбитий схил; тощо. Незважаючи на це, вони залишаються основними інженерними методами оцінки стійкості схилів і є найбільш апробованими у геотехнічній практиці.

У цій групі методів розроблені узагальнені підходи урахування гідродинамічних і сейсмічних сил, але досить часто для спрощення розрахунків їх напрямком приймається таким, що співпадає з напрямком дії зрушуючих сил. Це призводить до зменшення коефіцієнту стійкості, а відповідно і до зменшення запасу стійкості схилу. У розглянутих методах для урахування гідродинамічних сил використовуються 2 підходи - або додавання гідродинамічного тиску до зрушуючих сил, або на основі так званого «методу зважування». За відсутності напірних ґрунтових вод усі фізико-механічні характеристики ґрунтів приймаються в насиченому водою стані, а гідродинамічний тиск в такому разі не враховується.

Метод круглоциліндричної поверхні ковзання. Даний метод широко розповсюджений у будівельній практиці і застосовується за допомогою різних прийомів,

тому відомий під різними назвами[1, 4, 7, 8, 9, 10, 14, 17]: В. Фелленіуса, шведський метод круглоциліндричних поверхонь ковзання, метод Терцаги, метод Петтерсона, метод вертикальних елементів, метод Бішопа, метод Како, метод вагового тиску та інші. Метод базується на припущенні, що сповзання ґрунту може статися лише в результаті обертання масиву навколо центру O (рис. 1). Поверхня ковзання $B-B$ у такому випадку буде представлена дугою деякого кола з радіусом r . Сповзаючий масив при цьому розглядається як деякий твердий блок, усі точки якого приймають участь в одному загальному русі.

Одним з найпростіших є метод моментів, сутність якого полягає у тому, що масив розглядається під впливом двох чинників: моменту, що обертає масив $M_{об}$ і моменту M_{ymp} , що утримує масив, а коефіцієнт стійкості K_{cm} у такому випадку визначається співвідношенням цих моментів:

$$K_{cm} = \frac{M_{ymp}}{M_{об}}. \quad (1)$$

Обертальний момент визначається добутком зсувних сил на плече до центру обертання O , а утримуючий момент добутком сил опору зсуву на аналогічне плече.

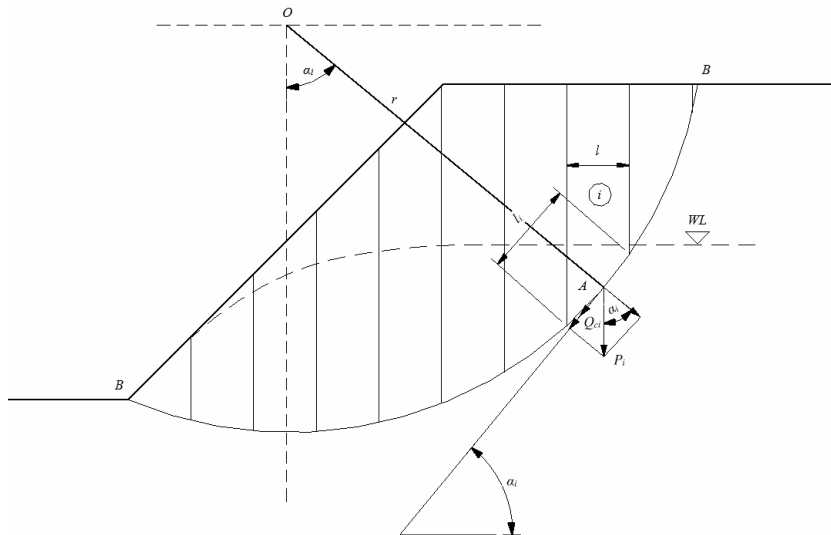


Рис. 1. Розрахункова схема до методу круглоциліндричної поверхні

Для врахування неоднорідності схилу і зміни кута нахилу дотичної до поверхні ковзання необхідно розділити уявний зсувний масив на певну кількість розрахункових відсіків, для кожного з яких визначають сили опору зсуву і зрушуючі сили. Відповідно коефіцієнт запасу стійкості схилу набуває наступного вигляду:

$$K_{cm} = \frac{\sum M_{ymp}}{\sum M_{об}}. \quad (2)$$

Остаточні формули коефіцієнту стійкості схилу матимуть наступний вигляд. За відсутності ґрунтових вод:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \cos \alpha_i \tan \phi_i + c_i l_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \sin \alpha_i + Q_{ci})}, \quad (3)$$

де P_i – повна вага i -го відсіку ґрунту, c_i, ϕ_i – питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя ґрунту на рівні підшви відсіку, Q_{ci} – сейсмічна сила.

де ψ_p – кут опору зсуву, що визначається за формулою $\psi_p = \arctan F_p$, де, у свою чергу, F_p – коефіцієнт опору зсуву.

Знак сили H_i визначається в залежності від кута нахилу поверхні ковзання α_i . За умови, що кут α_i за напрямком збігається з напрямком поверхні ковзання, α_i та H_i матимуть позитивне значення і навпаки.

Коефіцієнт запасу стійкості K_{cm} зсувного тіла уцьому випадку буде визначатися наступним виразом:

$$K_{cm} = \frac{\sum R_i}{\sum H_i + \sum j_i \cos \beta_{\phi i} + \sum Q_{ci}}, \quad (7)$$

де $\sum j_i \cos \beta_{\phi i}$ – складова, що враховує фільтраційний тиск, $\sum Q_{ci}$ – складова, що враховує сейсмічні сили. У розгорнутому вигляді формули обчислення коефіцієнта стійкості методом горизонтальних сил набувають вигляду:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} P_i (\tan \alpha_i - \tan(\alpha_i - \psi_{pi}))}{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \tan \alpha_i + j_i \cos \beta_{\phi i} + Q_{ci})}. \quad (8)$$

Горизонтальний тиск E_i від розрахункового відсіку на нижче розташовані (рис. 2) буде рівним різниці між розпором H_i і силою опору R_i . Використовуючи формули коефіцієнта стійкості, отримаємо для горизонтального тиску:

$$E_i = K_{cm}(H_i + j_i \cos \beta_{\phi i} + Q_{ci}) - R_i. \quad (9)$$

Напрямок сейсмічної сили у випадку її наявності у формулах наведено для ситуації, коли він співпадає із напрямком основної зрушуючої сили, що веде до спрощення розрахунків. Слід зазначити, що це спрощення збільшує значення горизонтального тиску, а отже підвищує запас стійкості. Відповідно, сумарний горизонтальний зсувний тиск буде дорівнювати:

$$\begin{aligned} E_{zc} &= K_{cm} \sum P_i \tan \alpha_i + K_{cm} \sum j_i \cos \beta_{\phi i} + K_{cm} \sum Q_{ci} - \sum P_i \tan \alpha_i + \sum P_i \tan(\alpha_i - \psi_{pi}) = \\ &= (K_{cm} - 1) \sum P_i \tan \alpha_i + K_{cm} \sum j_i \cos \beta_{\phi i} + K_{cm} \sum Q_{ci} + \sum P_i \tan(\alpha_i - \psi_{pi}); \\ E_{zc} &= \sum_{i=1}^{i=n} \left((K_{cm}^3 - 1) P_i \tan \alpha_i + K_{cm}^3 Q_{ci} + K_{cm}^3 \sum j_i \cos \beta_{\phi i} + P_i \tan(\alpha_i - \psi_{pi}) \right). \end{aligned} \quad (10)$$

При визначенні сумарного зсувного тиску E_{zc} зрушуючі сили множаться на коефіцієнт стійкості K_{cm} . Такий підхід дає змогу розрахувати утримуючу конструкцію на розрахункові зусилля, а не на фактичний тиск. У такому разі K_{cm} можна замінити на значення нормованого коефіцієнту стійкості, визначеного згідно ДБН В.1.1-46:2017 [33]. У формулах його позначено як K_{cm}^3 , а у ДБН прийнято позначення k_{sn} . Відмітимо, що визначаючи E_{zc} сумування по відсіках потрібно проводити починаючи з самого верхнього.

Методом горизонтальних сил можна визначати не лише коефіцієнт стійкості схилу, а і зсувний тиск, що дає змогу запроектувати утримуючі споруди. Ще однією перевагою є те, що його можна застосовувати у випадку, коли поверхню ковзання для схилу визначено не достатньо чітко, або не на всій протяжності схилу.

Методи дотичних сил. Представлені методи застосовуються тоді, коли поверхню ковзання чітко визначено протягом усього схилу, при цьому лінію ковзання представляють у вигляді ламаної лінії.

Більш детально розглянемо аналітичний метод Г.М. Шахунянца [1, 10, 11, 12], як такий, що загалом аналогічний методу дотичних сил. Зсувний масив ґрунту також

розбивається на відсіки, які приймаються такими, щоб отримати максимально однорідні умови в їх межах, а поверхню ковзання можна було звести до площини без значної втрати точності. Розглядаючи рівновагу i -го відсіку зовнішні сили зводяться до рівнодіючої P_i , у загальному випадку дана сила може бути відхиленою від вертикалі на певний кут, але у подальших формулах будемо приймати, що зовнішні сили прикладені вертикально. Силу P_i у точці її прикладання розкладають на нормальну N_i і тангенціальну Q_i до поверхні ковзання у даному відсіку.

$$N_i = P_i \cos \alpha_i; Q_i = P_i \sin \alpha_i. \quad (11)$$

Значення кута нахилу поверхні ковзання у межах відсіку до горизонту α_i приймається додатнім при співпадинні напрямку поверхні ковзання з напрямом зсуву і від'ємним у зворотньому випадку. Для врахування тиску від сусідніх відсіків до розрахункової схеми вводяться сили E_{i-1} , що враховують вплив вище розташованого блоку та E_i , що, у свою чергу, враховує вплив нижче розташованого блоку. У загальному випадку дані сили можуть бути спрямовані під певним кутом, цей аспект необхідно враховувати при умові, що майбутня грань контакту утримуючої конструкції і ґрунту не буде вертикальною. Припустимо, що ці сили є направленими горизонтально. Тоді опір зсуву i -го відсіку по поверхні ковзання, нахиленої під кутом α_i до горизонту, складатиметься з двох складових: сили зчеплення $c_i l_i$ та сили тертя $S_i^H \tan \varphi_i$, де S_i^H - нормальна реакція основи.

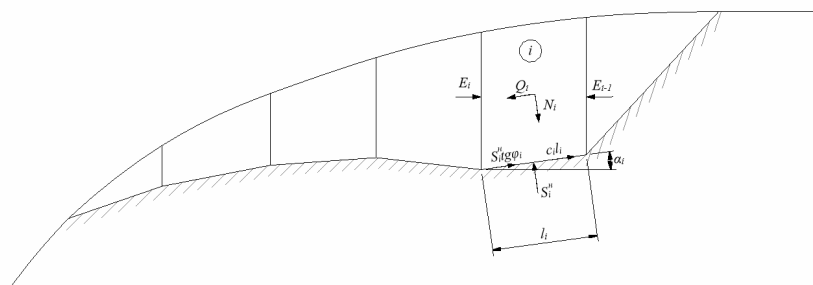


Рис. 3. Розрахункова схема до аналітичного методу Г. М. Шахунянца

Розрахунок проводять послідовно від верхнього відсіку, для якого E_{i-1} буде відсутнім, а для всіх наступних - відомим з попередніх відсіків. У такому разі невідомими залишаються лише S_i^H і E_i , їх можна визначити розглянувши їх проєкції на нормаль до основи відсіку та на напрям самої основи. Отримуємо:

$$S_i^H = N_i + (E_i \sin \alpha_i - E_{i-1} \sin \alpha_i); Q_i = c_i l_i + S_i^H \tan \varphi_i + (E_i \cos \alpha_i - E_{i-1} \cos \alpha_i). \quad (12)$$

Підставивши значення S_i^H у вираз для Q_i можна отримати рівняння для визначення E_i . Також для забезпечення необхідного запасу стійкості схилу необхідно Q_i помножити на коефіцієнт запасу стійкості K_{cm}^3 , який, як і у минулому методі, можна прийняти згідно ДБН як нормований коефіцієнт стійкості. Отримаємо формулу:

$$K_{cm}^3 Q_i = N_i \tan \varphi_i + c_i l_i + (E_i (\cos \alpha_i + \tan \varphi_i \sin \alpha_i) - E_{i-1} (\cos \alpha_i + \tan \varphi_i \sin \alpha_i)). \quad (13)$$

Після математичних перетворень маємо формулу:

$$E_i = \frac{(K_{cm}^3 Q_i - N_i \tan \varphi_i - c_i l_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1}. \quad (14)$$

Слід зазначити, що у формулі (14) Q_i наведено для випадку, коли ця сила буде зрушуючою, але для випадку, коли Q_i буде перетворюватися в утримуючу силу необхідно приймати $K_{cm}^3 = 1$ і тоді її значення буде від'ємним. У загальному випадку сумарний зсувний тиск дорівнює:

$$E_{zc} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(K_{cm}^3 Q_i - N_i \tan \varphi_i - c_i l_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}. \quad (15)$$

Беручи до уваги, що для схилу без утримуючих конструкцій $E_{zc}=0$ можемо отримати значення коефіцієнта стійкості:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (N_i \tan \varphi_i + c_i l_i) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^{i=n} Q_i \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}. \quad (16)$$

Замінивши складові N_i і Q_i згідно формул (11) рівнодійною силою P_i отримаємо остаточні формули для визначення K_{cm} і E_{zc} з урахуванням фільтраційної сили j за наявності гідродинамічного тиску, і величину сейсмічної сили Q_c при розташуванні схилу у сейсмічному районі. Формули за відсутності ґрунтових вод з урахуванням сейсмічних сил:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i l_i) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \sin \alpha_i + Q_{ci}) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}},$$

$$E_{zc} = \sum_{i=1}^{i=n} K_{cm}^3 ((P_i \sin \alpha_i + Q_{ci}) - (P_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i l_i)) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}. \quad (17)$$

При дії на схил фільтраційного потоку:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{ei} \cos \alpha_i \tan \varphi_{ei} + c_{ei} l_i) \frac{\cos \varphi_{ei}}{\cos(\alpha_i - \varphi_{ei})}}{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{ei} \sin \alpha_i + Q_{ci} + j_i) \frac{\cos \varphi_{ei}}{\cos(\alpha_i - \varphi_{ei})}},$$

$$E_{zc} = \sum_{i=1}^{i=n} K_{cm}^3 ((P_{ei} \sin \alpha_i + Q_{ci} + j_i) - (P_{ei} \cos \alpha_i \tan \varphi_{ei} + c_{ei} l_i)) \frac{\cos \varphi_{ei}}{\cos(\alpha_i - \varphi_{ei})}. \quad (18)$$

Метод Шахунянца дозволяє отримати досить достовірні результати, як під час визначення коефіцієнта стійкості, так і під час визначення зсувного тиску. Головним його недоліком є необхідність чітко визначеної заздалегідь поверхні ковзання усього схилу.

Метод Л.П. Ясюнас. У цьому методі [13] передбачається, що усі зсувні маси рухаються єдиним масивом по поверхні ковзання. Для визначення зсувного тиску розглядаються умови рівноваги зсувного масиву у проєкціях усіх сил на напрямок руху. Як і раніше, схил розбивається на певну кількість відсіків, з використанням аналогічних до інших методів засад. Головною відмінністю методу є те, що автор пропонує визначити зсувний тиск, використовуючи одиничний зсувний тиск для спрощення розрахунків. Всі сили проєктуються на напрямок поверхні ковзання, отримується величина одиничного зсувного тиску від ґрунтового масиву довжиною, шириною і товщиною, рівними одиниці:

$$e_{zc,i} = \frac{\gamma_i}{\cos \varphi_i} \sin(\alpha_i - \varphi_i) - \frac{c_i}{h_{cp,i} \cos \alpha_i}. \quad (19)$$

Зсувний тиск для відсіку визначається за формулою:

$$E_i = K_{cm} (e_{zc,i} a_i h_{cp,i} + Q_{ci} + j_i). \quad (20)$$

У цьому методі повний зсувний тиск для i -го відсіку складається з тиску від даного відсіку плюс проєкції тиску на напрямок поверхні ковзання у ньому від вище розташованої частини зсуву:

$$E_{zc,i} = E_i + E_{zc,(i-1)} \cos|a_{i-1} - a_i|. \quad (21)$$

Таким чином, починаючи визначати послідовно з верхніх відсіків зсувний тиск $E_{zc,i}$, отримується $\sum E_{zc}$ і будується епюра зсувного тиску для усього схилу.

Л.П. Ясюнас пропонує визначати одиничний зсувний тиск за допомогою графіків залежностей кожного із членів його рівняння (19), через необхідність побудови яких цей метод складніше застосовувати у практичних розрахунках. Ще однією проблемою є те, що при винесенні за дужки коефіцієнта стійкості у (20) ми фактично помножаємо на нього і зрушуючі, і утримуючі сили, що заважає забезпечити необхідний запас стійкості під час розрахунку.

Визначення тиску від призми обвалення по теорії Кулона. Наведені вище методи горизонтальних сил і аналітичний метод Шахунянца дають змогу з достатньою для інженерних розрахунків точністю визначити зсувний тиск, а отже, у випадку необхідності, і запроектувати утримуючі споруди. Але іноді в інженерній практиці припускаються помилки, визначаючи зсувний тиск для розрахунку утримуючих споруд за призмою обвалення ґрунту по теорії Кулона. Даний метод розроблено для визначення тиску на підпірні стіни від ґрунту, що ними огорожується. При цьому ні активний тиск E_a , ні пасивний тиск E_p , що визначаються за даною методикою, не мають нічого спільного із зсувним тиском від нестійкого схилу. А отже і застосування даного методу для розрахунку утримуючих споруд є недопустимим.

Метод скінчених елементів. Це широко відомий і розповсюджений чисельний метод розрахунку у різних галузях техніки, у тому числі і у геотехніці. Він позбавлений одного із ключових недоліків методів граничної рівноваги, а саме неможливості визначення напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтового масиву схилу і утримуючих конструкцій. Метод скінчених елементів (МСЕ) дає змогу проаналізувати НДС окремих складових або комплексно систему «будівля - ґрунтовий масив (основа) - утримуючі конструкції». Ще однією з переваг МСЕ є можливість розрахунку схилу будь-якої форми і розмірів з достатнім рівнем апроксимації для отримання точних результатів розрахунків. Також слід зазначити, що методи граничної рівноваги являються лінійними методами розрахунку схилів, у той час як МСЕ дає змогу розв'язувати задачу стійкості схилу в нелінійній постановці (врахування фізичної та геометричної нелінійності, історії навантажень та інше).

При розрахунку схилу МСЕ необхідно приділяти значну увагу побудові розрахункової схеми, а саме визначенню її меж. Цей фактор має значний вплив на точність отриманих результатів. Тому питання моделювання зсувного схилу є одним із ключових при розгляді даного методу [6].

Комбінація МСЕ з іншими методами може нівелювати його недоліки. Одним із таких методів є метод зниження міцності [15, 16, 20] (strength reduction method). Він дозволяє визначати коефіцієнт стійкості схилів шляхом поетапного зниження параметрів міцності ґрунтів. Коефіцієнт стійкості ж представляється співвідношенням максимально доступного опору зрушення S_{max} до необхідного S_n :

$$K_{cm} = \frac{S_{max}}{S_n}. \quad (22)$$

Використавши стандартну умову Кулона коефіцієнт стійкості набуває вигляду:

$$K_{cm} = \frac{c - \sigma_n \tan \varphi}{c_r - \sigma_n \tan \varphi_r}, \quad (23)$$

де c і φ - вхідні параметри міцності, а σ_n - компонент діючої нормальної напруги, c_r і φ_r - параметри міцності, достатні для забезпечення стану рівноваги. Даний принцип залишається незмінним і для моделей ґрунту, які не використовують критерій руйнування Кулона, але у такому випадку знижуються параметри міцності, що характерні для них.

Огляд реалізації наведених методів у програмних комплексах і порівняння результатів розрахунків. Значна трудомісткість розрахунків методами граничної рівноваги та орієнтованість МСЕ на застосування комп'ютерної техніки сприяла розвитку програмних комплексів, які дають можливість розрахунку стійкості схилів і визначення НДС ґрунтового масиву. Спеціалізовані геотехнічні розрахункові комплекси (GEO 5, GTSNX, Plaxis тощо) дають змогу розв'язувати широке коло геотехнічних задач, у тому числі і виконувати розрахунок стійкості схилів. Вітчизняні комплекси також пропонують інструменти для розрахунку стійкості схилів, але вони часто мають менший функціонал і не надають таких широких можливостей для вирішення складних задач.

Для порівняння результатів, отриманих за допомогою різних методів і ПК, було проведено розрахунок уявного схилу із ґрунтів, фізико-механічні характеристики яких наведені у таблиці 1. Для проведення розрахунків було обрано ПК «Plaxis 2D» та ПК «Укіс» (компонент програм SCAD-Office). При розрахунку у ПК «Plaxis» використовувалася модель ґрунту Кулона-Мора, що, враховуючи уявну природу схилу і умови задачі, є достатнім. Виконано 2 постановки задачі для схилу заданої геометрії: 1 – вільний схил, 2 – з додатковим рівномірно розподіленим навантаженням верхньої частині схилу 50кН/м. Отримані результати розрахунків занесені до таблиці 2. Розрахункові схеми для ПК «Plaxis 2D» та «Укіс» наведені на рис. 4-6. Шари ґрунту відповідають табл.1 і розміщені відповідно до номерів від верхнього до нижнього, де верхній шар - №1, а найнижчий - №5. Слід зазначити, що в ПК «Plaxis» чітко не відображається поверхня ковзання, але положення поверхні ковзання і загальну деформацію схилу можна проаналізувати при розгляді приросту деформацій. Самі ж значення деформацій у цьому випадку не несуть фізичного сенсу і розглядати їх значення не доцільно. У ПК «Укіс» для порівняння виконано розрахунок методами Філеніуса, Бішопа, Янбу [14, 17, 18, 19].

Таблиця 1

Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Номер шару	Ґрунт	Природня вологість	Щільність ґрунту	Питома вага ґрунту	Коефіцієнт пористості	Кут внутрішнього тертя	Питома зчеплення	Модуль деформації
		Дол. од.	г/см ³	кН/м ³	Дол. од.	Град.	кПа	МПа
		W	ρ	γ	e	ϕ	C	E
1	Насипний ґрунт	0,168	1,63	15,97	0,893	17	22	9,5
2	Супісок	0,138	1,69	16,56	0,735	21	15	12
3	Суглинок	0,132	1,75	16,95	0,763	20	26	14,5
4	Глина напівтверда	0,381	1,84	18,03	0,831	15	50	18,8
5	Глина тверда	0,226	1,89	18,52	0,793	14	64	21

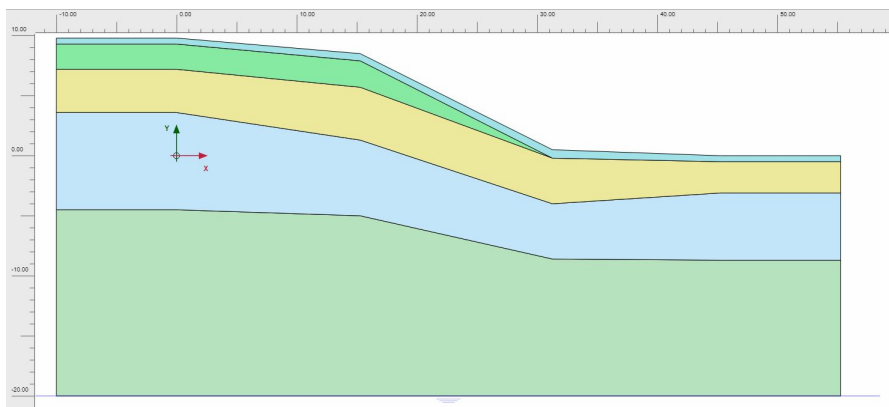


Рис.4. Розрахункова схема вільного схилу ПК Plaxis

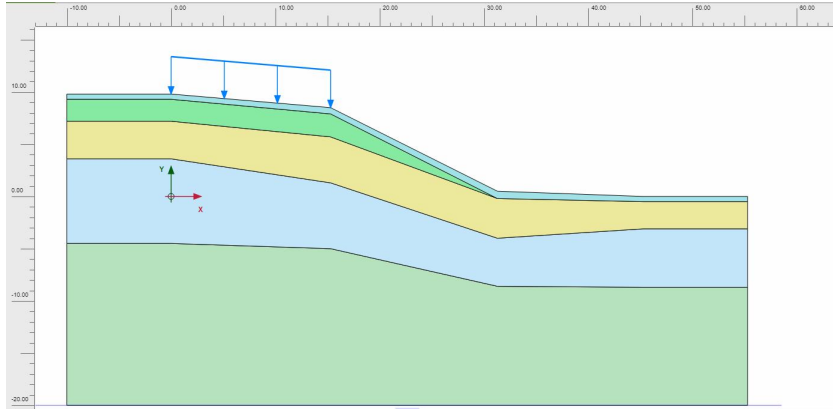


Рис. 5. Розрахункова схема вільного схилу ПК Plaxis з додатковим навантаженням

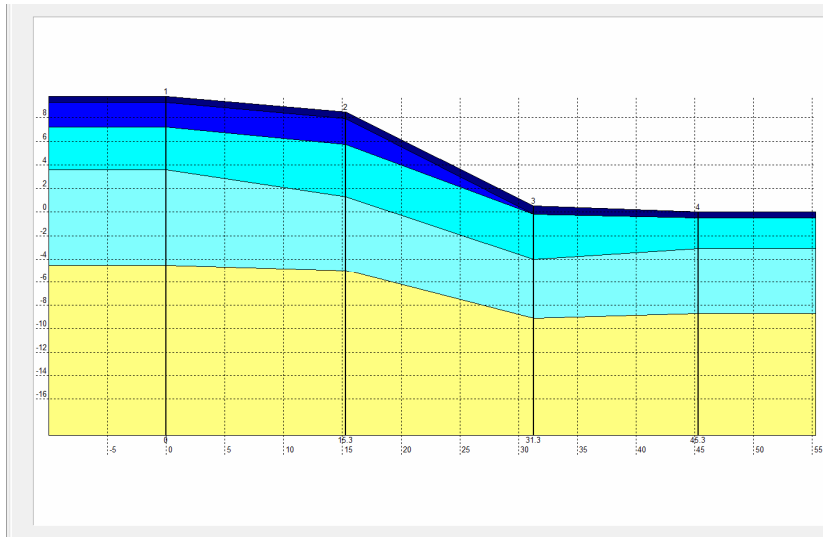


Рис. 6. Розрахункова схема схилу ПК «Україна»

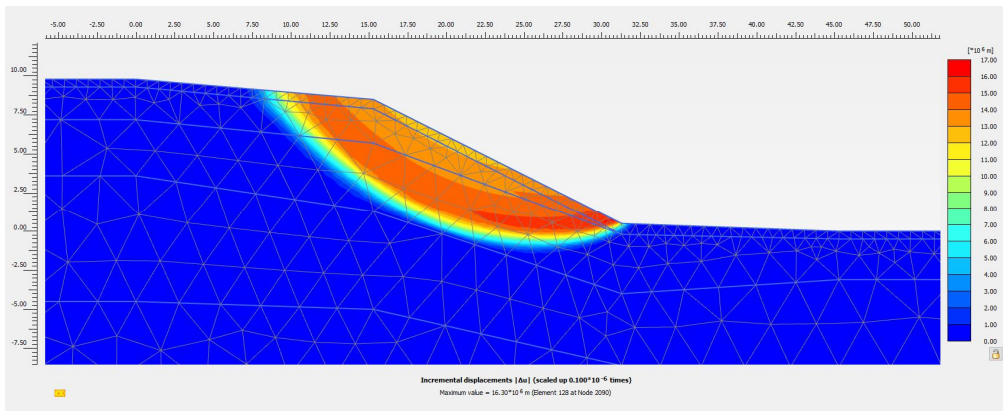


Рис. 7. Поверхня ковзання вільного схилу ПК Plaxis

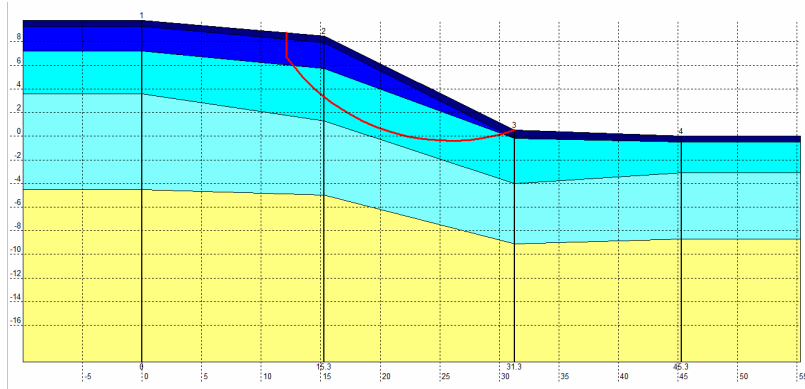


Рис. 8. Поверхня ковзання вільного схилу ПК «Укіс» за спрощеним методом Бішопа

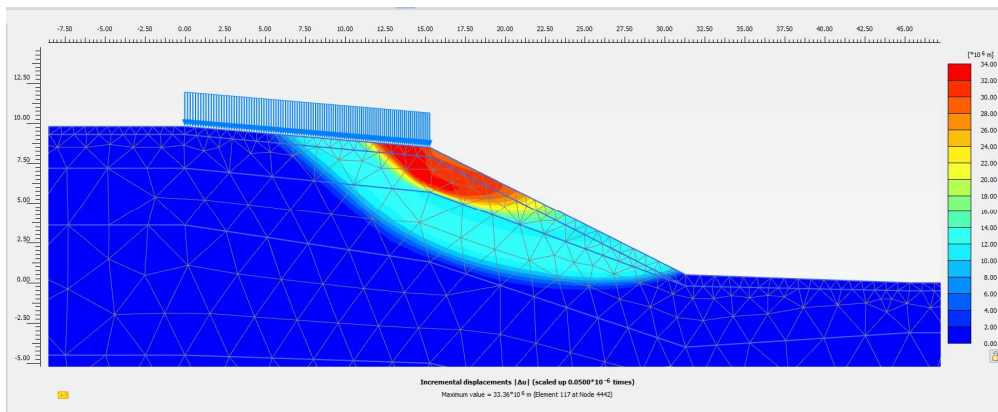


Рис. 9. Поверхня ковзання схилу з додатковим навантаженням ПК Plaxis

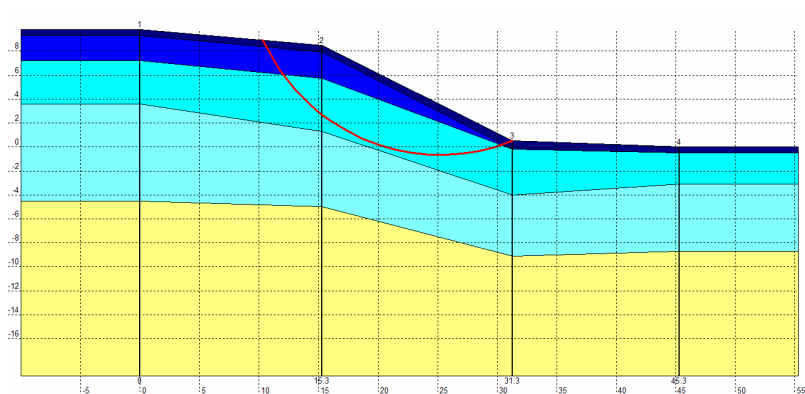


Рис. 10. Поверхня ковзання схилу з додатковим навантаженням ПК «Укіс» за спрощеним методом Бішопа

Як видно із табл. 2, значення коефіцієнту стійкості, що отримані за допомогою різних програмних комплексів, мають достатній рівень збіжності, не дивлячись на те, що базуються на різних підходах, при цьому він зберігається при внесенні змін у розрахункову схему. Поверхні ковзання, отримані різними методами, мають подібний характер розповсюдження і локалізацію. Схожі результати порівняння методів отримані в роботі [3].

Таблиця 2

Результати розрахунків

Програмний комплекс, використаний для розрахунку	Група методів, на якій заснований програмний комплекс	Використаний метод розрахунку стрійкості	Задача №1- Вільний схил	Задача №2- Схил з додатковим навантаженням
Plaxis	Метод скінченних елементів	Метод зниження міцності	2,370	1,793
«Укіс» (компонент SCAD-Office)	Методи граничної рівноваги	Феленіус	2,27	1,727
		Бішоп спрощений	2,413	1,857
		Янбу спрощений	2,117	1,614
		Янбу корегований	2,261	1,725

Висновки. Розглянуті групи методів мають найбільше розповсюдження в геотехнічній практиці, при цьому є переваги і недоліки. Підбір раціонального методу для конкретної практичної задачі буде залежати від великої кількості різних факторів. При цьому, головними перевагами методів граничної рівноваги є простота математичного апарату, широка апробація та можливість ручного розрахунку без залучення спеціалізованих програм. Головним недоліком є відсутність аналізу напружено-деформованого стану схилу на відміну від методу скінченних елементів, для якого розгляд НДС схилу є природнім. До переваг МСЕ можна також додати гнучкий апарат моделювання та можливість використання розвинених сучасних моделей ґрунтів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Маслов Н. Н.* Механика ґрунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
2. *Маслов Н.Н.* Условия устойчивости склонов и откосов в гидро-энергетическом строительстве. – М.: Госэнергоиздат, 1955. – 467 с.
3. *Носенко В., Скочко Л., Маламан А.* Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових методів // Основи та фундаменти: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2021. – Вип. 43. – С.40-51.
4. *Перковський Л. Л.* Элементы расчета устойчивости оползневого массива // Оползни и борьба с ними: тр. Сев.-Кавказ. семинара – Ставрополь, 1964. – С.25-29.
5. *Солодей І.І., Петренко Е.Ю., Павленко В.М.* Класифікація і причини виникнення зсувних процесів та методи розрахунку схилів // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2022. – Вип. 109. – С. 184-202. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.184-202>
6. *Солодей І.І., Петренко Е.Ю., Павленко В.М.* Постановка задачі моделювання зсувних процесів в пластичних ґрунтах // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2022. – Вип. 110. – С. 47-62. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.110.47-62>
7. *Тейлор Д.* Основы механики ґрунтов: Пер. с англ. инж. Г. Л. Игнатука. – М.: Госстройиздат, 1960. – 598с.
8. *Федоров И.В.* Методы расчета устойчивости склонов и откосов. – М.: Госстройиздат, 1962. – 204с.
9. *Чугаев Р.Р.* Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета). – Л.: Энергия, 1967. – 460с.
10. *Шахунянц Г. М.* Железнодорожный путь. – М.: Транспорт, 1969. – 536с.
11. *Шахунянц Г. М.* К вопросу выбора рациональных методов расчета склонов // Оползни и борьба с ними: тр. Сев.-Кавказ. семинара – Ставрополь, 1964. – С.34-46.
12. *Шахунянц Г.М.* Расчет устойчивости склонов и откосов против скольжения пород // Материалы совещания по вопросам изучения оползней и мер борьбы с ними –К.:Изд-во Киевского университета, 1964. – С. 16-25.
13. *Ясюнас Л. П.* Вопросы борьбы с оползнями на железных дорогах. – М.: Трансжелдориздат, 1949. – 160с.
14. *Bishop, A. W.* The use of the slip circle in the stability analysis of slopes // Géotechnique, 1955. – vol.5. – pp. 7-17.
15. *Dawson, E., Motamed, F., Nesarajah, S. and Roth, M.* Geotechnical stability analysis by strength reduction // Slope Stability 2000: Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000 – ASCE Geotechnical Special Publication, 2000. – №101. – pp. 99-113.
16. *Dawson, E.M., Roth, W.H. and Drescher, A.* Slope stability analysis by strength reduction // Geotechnique, 1999 – vol. 49. – №6. – pp. 835-840.
17. *Fellenius, W.* Calculation of the Stability of Earth Dams // 2nd Int. Congress on Large Dams, Int. Commission on Large Dams, – Washington, DC. 1936. – pp.445-459.
18. *Janbu, N.* (1954). Application of composite slip surface for stability analysis // Proc. Euro. conf. on stability of Earth slopes. – Stockholm, Sweden, 1954. –pp. 43-49.
19. *Janbu, N.* Slope Stability Computations // Embankment- Dam Engineering: Casagrande Volume. – John Wiley & Sons, Inc., New York, 1973. – pp. 47-86.

20. *Matsui, T. and San, K-C.*, Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique // *Soils and Foundations*.1992. vol. 32.– pp. 59-70.
21. *ДБН В.І.1-46:2017* Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. – К.: МінрегіонбудУкраїни, 2017. – 47 с.

REFERENCES

1. *Maslov N. N.* Mekhanika hruntov v praktike stroitelstva (Soil mechanics in construction practice). – M.: Stroizdat, 1977. – 320 s.
2. *Maslov N.N.* Usloviia ustoichivosti sklonov i otkosov v hidro-yenerheticheskom stroitelstve(Conditions for the stability of slopes in hydropower construction). – M.: Hosienerhoizdat, 1955. – 467 с.
3. *Nosenko V., Skochko L., Malaman A.* Otsinka stiikosti skhyly z vykorystanniam riznykh rozrakhunkovykh metodiv (Evaluation of slope stability using different calculation methods) // *Osnovy ta fundamenti: nauk.- tekhn. zbirnyk* – K.: KNUBA, 2021. - Vyp. 43. – S.40-51.
4. *Perkovskii L. L.* Yelementy rascheta ustoichivosti opolznevoho massiva (Elements of calculating the stability of a landslide mass) // *Opolzni i borba s nimi: tr. Sev.-Kavkaz. seminaru – Stavropol*, 1964. – S.25-29.
5. *Solodei I.I., Petrenko E.Yu., Pavlenko V.M.* Klasyfikatsiia i prychny vynyknennia zsvnykh protsesiv ta metody rozrakhunku skhylyv (Classification and causes of landslide processes and slope calculation methods) // *Опір матеріалів і теорія споруд: nauk.- tekhn. zbirnyk* – K.: KNUBA, 2022. – Vyp. 109.– S. 184-202. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.184-202>
6. *Solodei I.I., Petrenko E.Yu., Pavlenko V.M.* Postanovka zadachi modeliuвання zsvnykh protsesiv v plastychnykh gruntakh (Statement of the problem of simulation of shearprocesses in low-colusion plastics soils) // *Опір матеріалів і теорія споруд: nauk.- tekhn. zbirnyk* – K.: KNUBA, 2022. – Vyp. 110.– S. 47-62. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.110.47-62>
7. *Teilor D.* Osnovy mekhaniki hruntov (Fundamentals of soil mechanics): Per. s anhl. inzh. H. L. Ihnatiuka. –M.: Hosstroizdat, 1960. - 598s.
8. *Fedorov I. V.* Metody rascheta ustoichivosti sklonov i otkosov (Methods for calculating the stability of slopes). – M.:Hosstroizdat, 1962. – 204s.
9. *Chuhaev R R.* Zemlianye hidrotekhnicheskie sooruzheniia (teoreticheskie osnovy rascheta) (Earthen hydraulic structures (theoretical principles of calculation)). – L.: Yenerhiia, 1967.– 460s.
10. *Shakhuniants H. M.* Zheleznodorozhnyi put(Railroad track). – M.: Transport, 1969. - 536s.
11. *Shakhuniants H. M.* K voprosu vybora ratsionalnykh metodov rascheta sklonov (On the issue of choosing rational methods for calculating slopes) // *Opolzni i borba s nimi: tr. Sev.-Kavkaz. seminaru – Stavropol*, 1964. – S.34-46.
12. *Shakhuniants H.M.* Raschet ustoichivosti sklonov i otkosov protiv skolzhenniia porod (Calculation of the stability of slopes against rock sliding) // *Materialy soveshchaniia po voprosam izucheniia opolznei i mer borby s nimi* – K.: Izd-vo Kievskoho universiteta, 1964. – S. 16-25.
13. *Yasiunas L. P.* Voprosy borby s opolzniami na zheleznykh dorohakh (Issues of combating landslides on railways). – M.: Transzheldorizdat, 1949. -160s.
14. *Bishop, A. W.* The use of the slip circle in the stability analysis of slopes // *Géotechnique*, 1955. –vol.5.– pp. 7-17.
15. *Dawson, E., Motamed, F., Nesarajah, S. and Roth, M.* Geotechnical stability analysis by strength reduction // *Slope Stability 2000: Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000 – ASCE Geotechnical Special Publication*, 2000. – №101. – pp. 99-113.
16. *Dawson, E.M., Roth, W.H. and Drescher, A.*, Slope stability analysis by strength reduction // *Geotechnique*, 1999 — vol. 49. – №6. – pp. 835-840.
17. *Fellenius, W.* Calculation of the Stability of Earth Dams // 2nd Int. Congress on Large Darns, Int. Commission on Large Dams, –Washington, DC. 1936. – pp.445-459.
18. *Janbu, N.* (1954). Application of composite slip surface for stability analysis//*Proc. Euro. conf. on stability of Earth slopes*. – Stockholm, Sweden, 1954. – pp. 43-49.
19. *Janbu, N.* Slope Stability Computations // *Embankment- Dam Engineering: Casagrande Volume*. – John Wiley & Sons, Inc., New York, 1973. – pp. 47-86.
20. *Matsui, T. and San, K-C.*, Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique // *Soils and Foundations*. 1992. vol. 32. – pp. 59-70.
21. *ДБН В.І.1-46:2017* Інженерні захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. – К.: МінрегіонбудУкраїни, 2017. – 47 с.

Стаття надійшла 09.10.2023

Solodei I.I., Petrenko E.Yu., Pavlenko V.M.

ОСОБЛИВОСТІ МЕТОДІВ ОЦІНКИ СТІЙКОСТІ ЗСУВНИХ ТА ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛІВ

Розв'язання задач стійкості схилів і підбір оптимальних методів розрахунку для них залишається актуальною проблемою. Значна різноманітність інженерно-геологічних умов та велика кількість чинників і факторів, що можуть впливати на стійкість схилу, призводять до необхідності підбору методу розрахунку у кожному конкретному випадку.

У статті розглянуто особливості двох найбільш поширених в геотехнічній практиці методів розрахунку стійкості схилів і укосів. Перша група – методи граничної рівноваги, є широко апробованою та являється основою простих інженерних розрахунків стійкості схилів. У рамках статті розглянуто метод круглоциліндричної поверхні ковзання на основі методу моментів, метод горизонтальних сил, методи дотичних сил на основі аналітичного методу Г.М Шахунянця із наведенням розрахункових схем і математичного апарату даних методів. Відмічено також метод Л. П. Ясюнас через висвітлену ним ідею спрощення розрахунків з використанням одиничного зсувного тиску, що загалом є цікавою ідеєю, проте має певні складнощі у практичній реалізації. Наведено ключові переваги і недоліки методу скінченних елементів при розв'язанні задач стійкості схилів. Висвітлено питання комбінації МСЕ із методом зниження міцності для визначення коефіцієнту стійкості схилів.

Наведено кілька програмних комплексів що дають змогу автоматизовано визначати коефіцієнт стійкості схилів, базуючись на різних групах методів. Виконано порівняльний розрахунок уявного схилу з використанням ПК «Plaxis 2D» та «Укіс». Розглянуто дві постановки задачі: для вільного схилу та з додатковим навантаженням у верхній частині схилу. Проаналізовано отримані коефіцієнти стійкості і форми поверхні ковзання та сформовано узагальнену таблицю результатів. Відображені результати демонструють достатню збіжність, що підтверджує можливість застосування зазначених методів у інженерній практиці для визначення коефіцієнту стійкості схилів.

Ключові слова: зсуви, коефіцієнт стійкості, методи розрахунку схилів, моделювання схилів, МСЕ.

Solodei I.I., Petrenko E.Yu., Pavlenko V.M.

FEATURES OF THE METHODS OF THE SLOPE STABILITY EVALUATION

Solving slope stability problems and selecting optimal calculation methods remains an urgent problem. A significant variety of engineering and geological conditions, and a large number of factors that can affect the stability of the slope, lead to the need to select a calculation method in each specific case.

The article examines the features of the two most common methods of calculating the stability of slopes and slopes in geotechnical practice. The first group - limit equilibrium methods, has been widely tested and is the basis of simple engineering calculations of slope stability. Within the framework of the article, the circular cylindrical sliding surface method based on the method of moments, the method of horizontal forces, the methods of tangential forces based on the analytical method of H.M. Shakhunyanets, with the introduction of calculation schemes and the mathematical apparatus of these methods, are considered. The method of L. P. Yasyunas was also noted due to the idea he highlighted of simplifying calculations using unit shear pressure, which is generally an interesting idea but has certain difficulties in practical implementation. The key advantages and disadvantages of the finite element method for solving slope stability problems are given. The question of combining MSE with the method of reducing strength to determine the coefficient of stability of slopes is highlighted.

Several software complexes are presented that allow us to automatically determine the coefficient of stability of slopes based on different groups of methods. A comparative calculation of the imaginary slope of PC "Plaxis 2D" and "Ukis" was performed. Two formulations of the problem are considered: for a free slope and with an additional load in the upper part of the slope. The received coefficients of stability and the shape of the sliding surface were analyzed and a generalized table of results was formed. The displayed results demonstrate sufficient convergence, which confirms the possibility of using the specified methods in engineering practice to determine the stability coefficient of slopes.

Keywords: landslides, coefficient of stability, methods of calculating slopes, modelling of slopes, FEM.

УДК 624.131.7

Solodei I.I., Petrenko E.Yu., Pavlenko V.M. **Особливості методів оцінки стійкості зсувних та зсувонебезпечних схилів** // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 25-38.

У роботі розглянуто дві групи методів оцінки стійкості схилу. Наведено основний математичний апарат деяких методів граничної рівноваги і основні особливості методу скінченних елементів для даного типу задачі. Виконано порівняльний розрахунок уявного схилу за допомогою методів різних груп.
Іл. 10. Табл. 2. Бібліогр. 21 назв.

UDC 624.131.7

Solodei I.I., Petrenko E.Yu., Pavlenko V.M. **Features of the methods of the slope stability evaluation**// *Strength of Materials and Theory of Structures*: Scientific-and-technical collected articles- K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. - P. 25-38.

The article considers 2 groups of methods for slope stability evaluation. The basic mathematical equation of some limit equilibrium methods and the main features of the finite elements method for this type of problem. A comparative calculation of the apparent slope was performed using the methods of different groups.

Fig. 10. Tab. 2. Ref. 21.

Автор: доктор технічних наук, професор, професор кафедри будівельної механіки СОЛОДЕЙ Іван Іванович
Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури
Робочий тел.: +38 (044) 241-55-55
Мобільний тел.: +38 (050)357-44-90
E-mail: solodei.ii@knuba.edu.ua
ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0001-7638-3085>

Автор: кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри геотехніки ПЕТРЕНКО Едуард Юрійович
Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури
Email: petrenko.ey@knuba.edu.ua
ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-9792-4757>

Автор: аспірант кафедри будівельної механіки ПАВЛЕНКО Василь Михайлович
Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури
Мобільний тел.: +38 (098) 783-46-10
Email: pavlenko_vm@knuba.edu.ua
ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-4525-5405>

УДК 725

ВПЛИВ ВИБУХОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ НАСЕЛЕННЯ

Г.М. Іванченко¹,
доктор техн. наук, професор

Г.В. Гетун¹,
канд. техн. наук, доцент

І.С. Безклубенко¹,
канд. техн. наук, доцент

А.В. Соломін²,
канд. фіз.-мат. наук, доцент

О.М. Постернак¹,
асистент

¹Київський національний університет будівництва і архітектури,
Повітрофлотський просп., 31, м. Київ, Україна. 03680

²Національний технічний університет України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського»,
проспект Перемоги, 37, м. Київ, Україна. 03056

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.39-48

Анотація. У статті обґрунтована актуальність проектування і будівництва будівель і споруд цивільного захисту населення України в умовах можливих ударно-вибухових і вогневих уражень. Метою роботи є систематизація інформації про впливи вибухових навантажень на конструкції будівель та надання рекомендацій щодо покращення стійкості будівель і споруд цивільного захисту населення.

Розглянуті та систематизовані впливи ударної хвилі під час детонації вибухових речовин на конструкції будівель. Проаналізовані особливості розподілу тиску ударної хвилі на конструкції будівлі у часі, в залежності від їх відстані до епіцентру вибуху. Виявлені особливості впливу вибухової хвилі, яка поширюється від осередку детонації, на малоповерхові будівлі з плоскими покриттями і послідовність розвитку деформацій та руйнувань їх конструкцій на трьох етапах розповсюдження хвилі. Проаналізовано характер впливу вибухової хвилі на багатоповерхові і висотні будівлі та послідовність розвитку деформацій і руйнувань їх конструкцій. Наведені приклади руйнування конструкцій будівель різних конструктивних систем від вибухів.

У роботі надані рекомендації щодо проектування вибухостійких будівель з вбудованими бомбосховищами, які здатні чинити опір вибуховим впливам без прогресуючого колапсу, що призводить до появи каскадної послідовності пошкоджень суміжних конструкцій будівлі. Проаналізовані шляхи перерозподілу гравітаційних навантажень на конструктивні системи будівель та їх конструкції і наведені рекомендації щодо проектування вибухостійких будівель. Зроблені висновки про доцільність використання монолітних залізобетонних каркасів, які здатні пластично деформуватися, перерозподіляти зусилля і запобігати виникненню прогресуючого колапсу, який призводить до появи каскадної послідовності пошкоджень суміжних конструкцій будівлі.

Ключові слова: будівля, захисна споруда, навантаження, вибуховий вплив, ударна хвиля, конструкція, деформація, каркасна система, вузли залізобетонних рам.

Постановка проблеми і аналіз попередніх досліджень

29 липня 2022 року в Україні введено у дію Закон № 2486-IX «Про внесення змін до деяких законодавчих актів України щодо забезпечення вимог цивільного захисту під час планування та забудови територій», який вимагає від забудовників проектування та будівництва захисних споруд цивільного захисту або споруд подвійного призначення для об'єктів будівництва, які за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів із середніми (СС2) та значними (СС3) наслідками, на яких постійно перебувають понад 50 фізичних осіб або періодично перебувають понад 100 фізичних осіб [2, 9, 14, 15].

Захисні інженерні споруди цивільного призначення для захисту населення від впливу небезпечних чинників та дії засобів ураження, які виникають внаслідок надзвичайних ситуацій, воєнних дій або терористичних актів, повинні проектуватися з врахуванням вимог пожежної та техногенної безпеки [1, 15, 17]. Найважливішим фактором

проектування захисних споруд є їх раціональне розміщення в структурі будівлі, що потребує злагодженої роботи архітекторів та інженерів конструкторів. На першому етапі проектування, коли архітектори розробляють об'ємно-планувальні рішення будівлі, призначають їх основні габаритні розміри, викреслюють плани і розрізи, необхідно раціонально розмістити укриття в об'ємі будівлі, узгодити з інженером-конструктором конструктивну систему і схему будівлі, вибрати матеріали основних несучих конструкцій будівлі та укриття, призначити їх орієнтовні розміри, зібрати навантаження і виконати подальші статичні та конструктивні розрахунки [2, 5, 15]. Надійність захисту людей в укриттях у першу чергу забезпечується міцністю несучих і огорожувальних конструкцій, а також створенням оптимальних санітарно-технічних умов для нормальної життєдіяльності укритих в них людей протягом двох діб [1, 14, 16].

Основні несучі конструкції захисних споруд цивільного захисту повинні витримувати всі види статичних і динамічних навантажень і впливів від можливих вибухів і детонації. Навантаження від вибухів можна деяким чином порівнювати з навантаженнями, які виникають в результаті природних надзвичайних явищ, а саме: землетрусів, екстремальних навантажень від вітру (ураганів з тривалим періодом часу або торнадо малої тривалості). Характерною особливістю таких навантажень і впливів на конструкції будівлі є домінування горизонтальної складової навантаження над вертикальною [3, 7, 8, 13].

Мета публікації полягає в класифікації та систематизації навантажень і впливів на конструкції будівель від вибухів і детонації.

Основне дослідження. Більшість руйнувань, завданих вибухом, викликається впливом ударної хвилі, яка виникає під час детонації вибухових речовин. Детонація – це процес хімічного перетворення (згорання) вибухових речовин, який супроводжується вивільненням енергії, що поширюється у вигляді ударної хвилі з високою (надзвуковою) швидкістю, завдяки чому розвивається тиск на конструкції будівель, який у твердих тілах становить декілька десятків ГПа.

Ударна хвиля є стрибком ущільнення в середовищі, що рухається з надзвуковою швидкістю (більше 350 м/с для атмосфери). Під час атмосферного вибуху стрибок ущільнення – це невелика зона, в якій відбувається майже миттєве підвищення температури, тиску та густини повітря. Безпосередньо за фронтом ударної хвилі відбувається зниження тиску та щільності повітря, від невеликого зниження далеко від центру вибуху до майже вакууму всередині вогненної сфери. Наслідком цього зниження є зворотний хід повітря та потужний вітер вздовж поверхні зі швидкостями до 100 км/год. та більше до епіцентру. Ударна хвиля руйнує будівлі, споруди і вражає незахищених людей, а близько до епіцентру наземного чи дуже низького повітряного вибуху, породжує потужні сейсмічні коливання, здатні зруйнувати або пошкодити споруди і комунікації та травмувати людей.

Більшість будівель, крім спеціально укріплених, серйозно пошкоджуються або руйнуються під дією надлишкового тиску 21...36 кПа. Енергія розподіляється всією пройденою відстанню, через що сила впливу ударної хвилі зменшується пропорційно кубу відстані від епіцентру.

Характеристики та інтенсивність вибухового навантаження визначаються вагою і типом вибухової речовини, а також відстанню від місця детонації до будівлі або захисної споруди. Неможливо заздалегідь точно визначити вагу і тип вибухової речовини, а тому вибухові матеріали класифікують за ступенем спричиненої потенційної шкоди від детонації та за виділенням «високої» або «низької» енергії. За даними ФБР вибухові речовини «високої енергії», які ефективно перетворюють хімічні реакції в тиск вибуху, становлять менше 1% всіх вибухових матеріалів [12]. Переважна більшість вибухів характеризується низьким виділенням енергії, у яких значна частина вибухового матеріалу витрачається на дефлаграційне горіння з швидкістю поширення у кілька м/с (дозвукове згорання), яке зазвичай поширюється по конструкціях будівель через теплопровідність і менш руйнівне для будівель, ніж детонація. В таких випадках велика

частина хімічної енергії розсіюється по матеріалу конструкцій як тепла енергія, що спричиняє пожежу або пошкодження тепловим випромінюванням.

Для конкретного типу і ваги вибухового матеріалу інтенсивність вибухового навантаження залежить від відстані та орієнтації вибухової хвилі відносно простору, що захищається. Ударна хвиля характеризується майже миттєвим підвищенням тиску (P), що експоненціально затухає протягом кількох мілісекунд, після чого настає довготривала негативна фаза тиску меншої інтенсивності [4, 12]. Початкову величину тиску називають піковим тиском, а тиск повітряної хвилі, розташований нижче горизонтальної лінії часу, а саме тривала динаміка тиску повітряної хвилі, – імпульсом (рис. 1). Тому імпульс, пов'язаний з поштовхом ударної хвилі, враховує як інтенсивність тиску, так і тривалість імпульсу. Оскільки фронт ударної хвилі поширюється від джерела детонації з надзвуковою швидкістю, він розширюється в дедалі більші об'єми повітря. У випадках віддалення фронту ударної хвилі від джерела детонації, піковий (максимальний) тиск при ударі на фронтальні поверхні будівлі буде зменшуватися, а тривалість імпульсу тиску збільшуватися (рис. 1, пунктирна крива).

Величина пікових тисків та імпульсів зменшується із збільшенням відстані від джерела, а результуючі моделі вибухового навантаження мають вигляд концентричних кіл із зменшеними інтенсивностями. Такий ефект аналогічний круговій брижі, яка створюється, коли предмет впав у водойму. Фронт ударної хвилі спочатку вдаряється по передніх поверхнях будівлі (фасадах, покриттях), розташованих на його шляху, відбивається, заломлюється, відбувається дифракція – хвильовий рух спостерігається в області за перешкодою, створюються зони фокусування та тіні на огорожувальних конструкціях будівлі. Такі закономірності інтенсивності вибухового навантаження є складними, оскільки хвилі охоплюють всю будівлю. Тиск, що навантажує покриття, бічні та задню частину будівлі, називається падаючим тиском, а тиск, який навантажує оболонку будівлі, яка знаходиться прямо навпроти вибуху, називається відбитим тиском. Інтенсивність пікового тиску, а також імпульс впливають на потенціал небезпеки вибухового навантаження. Для визначення величини тиску та імпульсів, які можуть навантажувати зовнішні огорожувальні конструкції будівлі відносно джерела детонації, необхідні детальні дослідження.

Наслідки вибуху для малоповерхових будівель

До малоповерхових будівель відносяться житлові будинки висотою до трьох поверхів і нежитлові будівлі висотою до 9 м [6, 15, 16]. Уразливими для таких будівель є конструкції похилих покриттів і покрівлі, які виходять з ладу як при невеликих вибухових навантаженнях і малих епіцентральных відстанях, так і при потужних вибухах і великих відстанях. Більш стійкими до вибухових навантажень є малоповерхові будівлі із залізобетонним каркасом і плоскими горищними та суміщеними покриттями із залізобетонних збірних або монолітних плит. Менш стійкими є будівлі с несучими цегляними стінами, збірними залізобетонними плитами перекриттів і похилими покриттями.

На рис. 2 показаний характер впливу вибухової хвилі, яка розширюється від осередку детонації, на малоповерхову будівлю з плоским покриттям і послідовність розвитку деформацій та руйнування її конструкцій на трьох етапах розповсюдження хвилі.

На першому етапі відбувається піковий вплив вибухової хвилі на конструкції фронтальних поверхонь будівлі (рис. 2 (1)). Розміри пошкоджень найбільші у безпосередній близькості від джерела детонації – руйнуються вікна, вітражі (рис. 3), балкони, лоджії та конструкції стін.

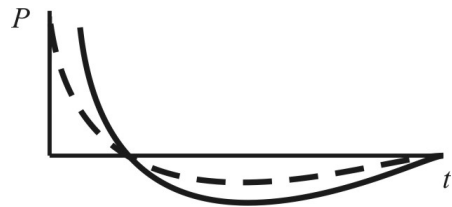


Рис. 1. Розподіл тиску ударної хвилі на конструкції будівлі у часі (t) при наближеному фронті ударної хвилі (сувільна крива) і при віддаленому фронті ударної хвилі (пунктирна крива)

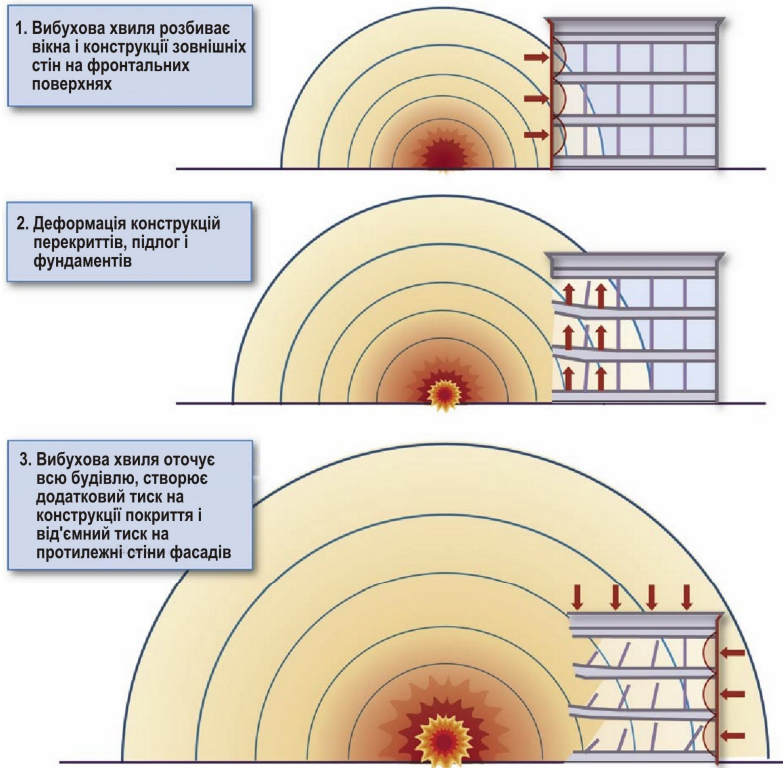


Рис. 2. Етапи розвитку деформацій та руйнування конструкцій будівлі від впливу вибухової хвилі: 1 – перший етап з піковим тиском на фронтальні поверхні; 2 – середній етап з тривалою динамікою тиску; 3 – етап охоплення вибуховою хвилею всіх конструкцій

На другому етапі, для якого характерна тривала динаміка вибухового тиску, відбувається реверсування вибухового навантаження на плити перекриттів, перерозподіл



Рис. 3. Руйнування вітражів каркасної будівлі торговельного центру в результаті російських ракетних обстрілів, м. Миколаїв, 16 травня 2023 р.

внутрішніх зусиль в горизонтальних і вертикальних конструкціях будівлі та передача горизонтальних зсувних навантажень на фундаменти (рис. 2 (2)). В результаті направлення вибухового тиску вгору можливі руйнування плит перекриттів (рис. 4).

На третьому етапі вибухова хвиля охоплює всю будівлю (рис. 2 (3)). В результаті перерозподілу зусиль в конструкціях

будівлі та виникнення непружних деформацій створюється додатковий тиск на конструкції покриття і від'ємний тиск на стіни, розташовані з протилежного до вибуху

боку, які спричиняють появу тріщин і руйнування несучих і огорожувальних конструкцій (рис. 5).

Вибухи великої інтенсивності можуть призвести до прогресуючого колапсу, який призводить до появи каскадної послідовності пошкоджень суміжних конструкцій будівлі, які є непропорційно великими по відношенню до початкового локалізованого збою. Будівлі, що знаходяться на великих відстанях від джерела детонації вибухів великої потужності, найчастіше не зазнають впливів, які призводять до прогресуючого руйнування конструкцій.

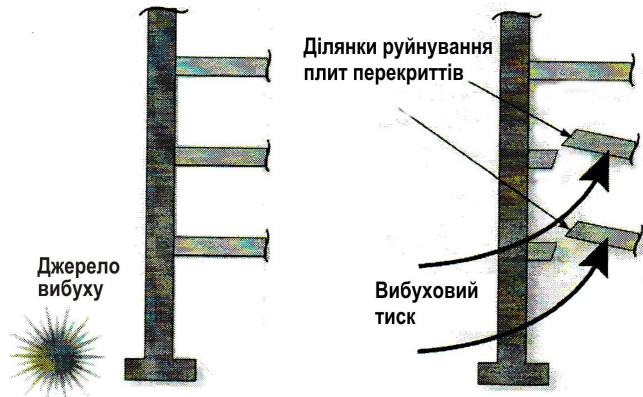


Рис. 4. Можливі руйнування плит перекриттів в результаті направлення вибухового тиску вгору



Рис. 5. Руйнування каркасно-панельної будівлі школи в результаті влучання російської ракети, м. Харків, 15 липня 2022 р.

Наслідки вибухів для багатоповерхових і висотних будівель

Характер впливу вибухової хвилі на багатоповерхові і висотні будівлі та послідовність деформацій і руйнування їх конструкцій також відповідає трьом етапам розповсюдження хвилі (рис. 2). Стійкість таких будівель суттєво залежить від несучої здатності їх конструкцій та типу будівельної і конструктивної системи і схеми [1, 15, 16].

Найменш вразливими до вибухових впливів є будівлі з монолітними залізобетонними каркасами. Прикладом є велика несуча здатність конструкцій 27-ми поверхового каркасно-монолітного житлового будинку, розташованого на вул. Валерія Лобановського, 6а у м. Києві, в який влучила російська ракета 26 лютого 2022 р. і зруйнувала 17...21 поверхи (рис. 6 (а)). За рахунок перерозподілу зусиль між вертикальними і горизонтальними конструкціями рамного каркаса будівлі прогресуючого колапсу, що призводить до появи каскадної послідовності пошкоджень суміжних конструкцій, не відбулося, несуча здатність всієї будівлі збереглася, а тому під час реконструкції верхні поверхи пошкодженої секції були розібрані (рис. 6 (б)) і будівля відновлена (рис. 6 (в)).



Рис. 6. Каркасно-монолітний житловий будинок, м. Київ: *a* – руйнування від влучання російської ракети 26 лютого 2022 р.; *б* – демонтаж конструкцій 17...26 поверхів; *в* – відновлений будинок

Добре чинять опір локальним пошкодженням і великим структурним деформаціям, які виникають в результаті вибухової детонації, багатоповерхові панельні житлові будинки (рис. 7) та каркасно-панельні будівлі з рамними і рамно-зв'язковими каркасами, в яких несучі вертикальні та горизонтальні конструкції жорстко з'єднані між собою.



Рис. 7. Руйнування секції 9-ти поверхового панельного житлового будинку в результаті влучання російської ракети, м. Дніпро, 14 січня 2023 р.

Висновки і перспективи подальших досліджень

Ефективність захисних споруд цивільного призначення для захисту населення від впливу небезпечних чинників та дії засобів ураження залежить від міцності конструкцій будівель, в яких вони будуть розміщені. Нераціонально проектувати укриття всередині будівель, які можуть бути зруйнована в результаті детонації вибухових хвиль. Захисна споруда повинна витримувати впливи від уламків конструкцій, а не ваги всієї зруйнованої будівлі. Таким чином, необхідно проектувати вибухостійкі будівлі з вбудованими бомбосховищами, які здатні чинити опір вибуховим впливам без

прогресуючого колапсу, який призводить до появи каскадної послідовності пошкоджень суміжних конструкцій будівлі. Основними характеристиками вибухостійких будівель є:

- висока міцність, пластичність та інерційність основних несучих конструкцій. Найкраще використовувати залізобетон або сталь, захищену бетоном від впливів вогню. Легкі конструкції нездатні чинити опір вибуховим навантаженням (рис. 3);

- основні несучі конструкції і система будівлі у цілому повинні чинити опір горизонтальним зсувним зусиллям. Зсування – крихкий вид руйнування, а тому остов будівлі повинен мати достатню згинальну здатність для запобігання руйнуванню конструкцій та вузлів їх стикування і чинити опір горизонтальним зусиллям;

- здатність чинити опір реверсивним навантаженням від вибухових впливів, які можуть змінювати напрямки руху. Елементи несучих конструкцій будівель повинні витримувати багатократні цикли великих деформацій різних напрямків, наприклад тискам від піднімання плит перекриттів, які протиставлені звичайним гравітаційним навантаженням. Ефективним може бути збірне і збірно-монолітне будівництво, коли на підприємствах виготовляються несучі конструкції з покращеними характеристиками збірних конструкцій з попередньо напруженого залізобетону, які здатні чинити опір вибуховим навантаженням. Раціональним є використання збірного залізобетонного або сталевих каркасу і монолітних перекриттів по сталевому профільованому настилу, який закріплений до балок каркаса шпильками з виступаючими голівками.

Перерозподіляти гравітаційні навантаження в конструктивних системах будівель та їх конструкціях дозволяють такі шляхи:

- встановлення системи в'язей у взаємно перпендикулярних напрямках в каркасних будівлях;

- міцні та надійні вузли з'єднання колон і ригелів, які зазнають великих деформацій під час ударних навантажень, а тому повинні бути пластичними, мати здатність розсіювати значну кількість енергії вибуху. Критерієм пластичності вузлів є співвідношення максимальної непружної деформації вузла до її граничної межі пружності (рис. 8).

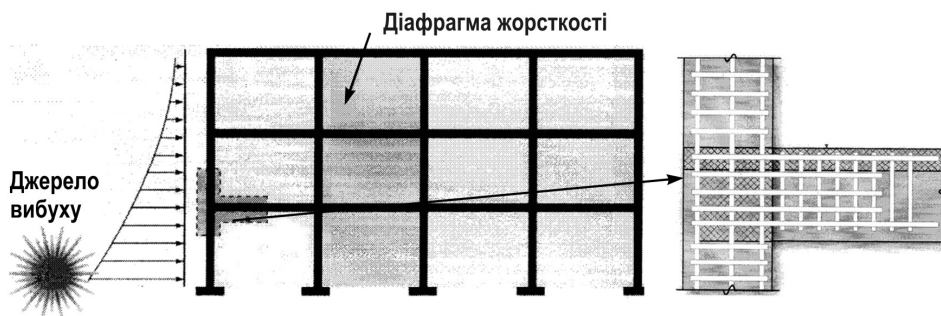


Рис. 8. Схема розподілу вибухового навантаження і деталізація його сприйняття залізобетонним каркасом будівлі

Історично склалося, що захисні споруди і вибухостійкі будівлі зводять переважно з монолітного залізобетону, який має велику масу, що покращує його інерційний опір. Для залізобетонних конструкцій характерна пропорційна пластичність, яку можна регулювати зміною коефіцієнту армування [10, 11]. У разі реверсивного впливу вибухового навантаження на плити перекриттів та їх руйнування (рис. 4), колони залізобетонних каркасів здатні пластично деформуватися, перерозподіляти зусилля і запобігати виникненню прогресуючого колапсу, який призводить до появи каскадної послідовності пошкоджень суміжних конструкцій будівлі.

Подальші дослідження будуть торкатися розробки та удосконалення конструктивних рішень вибухостійких будівель та захисних споруд цивільного захисту населення.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Гетун Г. В., Куліков П. М., Плоский В. О., Чернишев Д. О. Конструкції будівель і споруд. Книга 2. Нежитлові будівлі. Підручник для вищих навчальних закладів / Гетун Г. В., Куліков П. М., Плоский В. О., Чернишев Д. О. – Кам'янець-Подільський: Друкарня «Рута», 2023 р. – 900 с.: іл.
2. Гетун Г.В., Безклубенко І. С., Соломін А. В., Баліна О. І. Особливості об'ємно-планувальних рішень захисних споруд цивільного захисту // Сучасні проблеми архітектури та містобудування. – 2023. – Вип.67, с. 216-225.
3. Гетун Г.В., Колякова В. М., Соломін А.В., Безклубенко І.С. Особливості проектування сталевих сейсмостійких конструкцій висотних будівель // Будівельні конструкції. Теорія і практика. – 2022. – Issue 11, р. 18-31.
4. Getun G., Butsenko Y., Balina O., Bezklubenko I., Solomin A. Дифузійні процеси з накопичувальними характеристиками при експлуатації будівель // Strength of materials and theory of structures. – 2019. – Issue 102, p. 243-251.
5. Getun G., Butsenko Y., Labzhinsky V., Balina O., Bezklubenko I., Solomin A. Situations forecasting and decision-making optimization based on markovs finite chains in areas with industrial pollutants. // Strength of materials and theory of structures. – 2020. – Issue 104, p. 164-174.
6. ДБН В.1.1-7-2016. Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 41 с.
7. ДБН В.1.1-12:2014. Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с.
8. ДБН В.1.2-2:2006. Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.
9. ДБН В.2.2.5-97 Технічні норми, правила і стандарти. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони. – К.: «Держкоммістобудування», 1998. – 80 с.
10. ДБН В.2.6-98:2009. Технічні норми, правила і стандарти. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
11. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Технічні норми, правила і стандарти. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
12. Design Guidance for Shelters and Safe Rooms/ Risk Management Series // FEMA 453 I May 2006. – 174 p.
13. Іванченко Г. М., Гетун Г. В., Безклубенко І. С., Соломін А. В. Особливості конструювання та розрахунків складних залізобетонних рам будівель // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2023. – вип. 110, с. 108-117.
14. Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В. Архітектура будівель та споруд Книга 5. Промислові будівлі: Підручник для вищих навчальних закладів / Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Ліра-К», Друкарня «Рута», 2020 р. – 820 с.: іл.
15. Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В. Конструкції будівель і споруд Книга 1: Підручник для вищих навчальних закладів / Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Ліра-К», Друкарня «Рута», 2021 р. – 880 с.: іл.
16. Плоский В. О., Гетун Г. В. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання третє, перероблене і доповнене / Плоский В. О., Гетун Г. В. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Рута». 2017 р. – 736 с.: іл.
17. Плоский В. О., Гетун Г. В., Мартинов В. Л., Сергейчук О. В., Віроцький В. Д., Запривода В. І., Кріпак В. Д., Лавріненко Л. І., Малишев О. М. Архітектура будівель та споруд. Книга 4. Технічна експлуатація та реконструкція будівель: Підручник для вищих навчальних закладів. – / Плоский В. О., Гетун Г. В., Мартинов В. Л., Сергейчук О. В., Віроцький В. Д., Запривода В. І., Кріпак В. Д., Лавріненко Л. І., Малишев О. М. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Рута». 2018 р. – 750 с.: іл.

REFERENCES

1. Getun G. V., Kulikov P. M., Plosky V. O., Chernyshev D. O. Structures of buildings and structures. Book 2. Non-residential buildings. Textbook for higher educational institutions / Getun G. V., Kulikov P. M., Plosky V. O., Chernyshev D. O. – Kamianets-Podilskyi: «Ruta», 2023 – 900 p.: ill.
2. Getun G.V., Bezklubenko I.S., Solomin A.V., Balina O.I. Peculiarities of volume-planning decisions of protective structures of civil defense // Modern problems of architecture and urban planning. – 2023. – Issue 67, p. 216-225.
3. Getun G. V., Kolyakova V. M., Solomin A. V., Bezklubenko I. S. Design features of steel earthquake-resistant structures of high-rise buildings // Building constructions. Theory and practice. – 2022. – Issue 11, p. 18-31.

4. Getun G.V., Butsenko Y., Balina O., Bezklubenko I., Solomin A. Дифузійні процеси з накопичувальними характеристиками при експлуатації будівель // Strength of materials and theory of structures. – 2019. – Issue 102, p. 243-251.
5. Getun G.V., Butsenko Y., Labzhinsky V., Balina O., Bezklubenko I., Solomin A. Situations forecasting and decision-making optimization based on markovs finite chains in areas with industrial pollutios. // Strength of materials and theory of structures. – 2020. – Issue 104, p. 164-174.
6. DBN V.1.1-7-2016. Technical regulations, rules and standards. General technical requirements for the living environment and construction products. Protection from unsafe geological processes, harmful operational influences, and fire. Fire safety of construction sites. General requirements. - K.: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2017. - 41 p.
7. DBN V.1.1-12-2014. Technical regulations, rules and standards. General technical requirements for the living environment and construction products. Protection from dangerous geological processes, harmful operational influences, from fire. Construction in seismic areas of Ukraine. - K.: Ministry of Regional Construction of Ukraine, 2014. - 110 p.
8. DBN V.1.2-2:2006. Technical regulations, rules and standards. General technical requirements for the living environment and construction products. The system for ensuring the reliability and safety of construction objects. Loads and influences. Design standards. – K.: Ministry of Construction of Ukraine, 2007. – 60 p.
9. DBN V.2.2.5-97. Technical norms, rules and standards. Construction objects and industrial products for construction purposes. Buildings and structures. Protective structures of civil defense. - K.: "State Committee for Urban Development", 1998. - 80 p.
10. DBN V.2.6-98:2009. Technical regulations, rules and standards. Construction objects and industrial products for construction purposes. Structures of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures. Substantive provisions. – K.: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2011. –71 p.
11. DSTU B V.2.6-156:2010. Technical regulations, rules and standards. Construction objects and industrial products for construction purposes. Structures of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete. Design rules. – K.: Ministry of Regional Construction of Ukraine, 2011. – 118 p.
12. Design Guidance for Shelters and Safe Rooms/ Risk Management Series // FEMA 453 I May 2006. – 174 p.
13. Ivanchenko G. M. Getun G. V., Bezklubenko I. S., Solomin A. V. Features of construction and calculations of complex reinforced concrete frames of buildings // Resistance of materials and theory of structures. – 2023. – issue 110, p. 108-117.
14. Kulikov P. M., Plosky V. O., Getun G. V. Architecture of buildings and structures Book 5. Industrial buildings: Textbook for higher educational institutions / Kulikov P. M., Plosky V. O., Getun G. V. –Kamianets-Podilskyi: «Lira-K», «Ruta», 2020 – 820 pp.: il.
15. Kulikov P. M., Plosky V. O., Getun G. V. Constructions of buildings and structures Book 1: Textbook for higher educational institutions / Kulikov P. M., Plosky V. O., Getun G. V. –Kamianets-Podilskyi: «Lira-K», «Ruta», 2021 – 880 pp.: il.
16. Plosky V. O., Getun G. V. Architecture of buildings and structures. Book 2. Residential buildings: Textbook for higher educational institutions. – Third edition, revised and supplemented / Plosky V.O., Getun G.V. – Kamianets-Podilskyi: Ruta Publishing House. 2017 - 736 pp.: illustrations.
17. V. O. Plosky, G. V. Getun, V. L. Martynov, O. V. Sergeychuk, V. D. Virotskyi, V. I. Za-privoda, V. D. Kripak, L. I. Lavrinenko, Malyshev O. M. Architecture of buildings and structures. Book 4. Technical operation and reconstruction of buildings: Textbook for higher educational institutions. – / V. O. Plosky, G. V. Getun, V. L. Martynov, O. V. Sergeychuk, V. D. Virotskyi, V. I. Zapryvoda, V. D. Kripak, L. I. Lavrinenko, Malyshev O. M. – Kamianets-Podilskyi: Ruta Publishing House. 2018 - 750 pp.: illustrations.

Стаття надійшла 21.09.2023

Ivanchenko G., Getun G., Bezklubenko I., Solomin A., Posternak O.

INFLUENCE OF EXPLOSIVE LOADS ON BUILDINGS AND STRUCTURES OF THE POPULATION CIVIL PROTECTION

The article substantiates the relevance of the design and construction of buildings and structures of the Ukraine population civil protection in the conditions of possible shock-explosive influences. The aim of the work is to systematize information about the impact of explosive loads on building structures and develop recommendations for improving the stability of buildings and civil protection structures.

The influence of shock wave during the detonation of explosives on the structures of buildings is considered and systematized. The features of distribution of pressure of blast wave on the structures of buildings in time, depending on magnitude of their distances to the epicenter of the explosion, are analyzed. The features of the influence of blast wave, which expands from the source of detonation, on low-rise buildings with flat roofs and the sequence of development of deformations and destruction of their structures at three stages of wave propagation are revealed. The nature of the influence of blast wave on multi-storey and high-rise buildings and the sequence of development of deformations and destruction of their structures are analyzed. Examples of destruction of structures of buildings of various structural systems from explosions are given.

The paper gives recommendations for design of blast-resistant buildings with built-in bomb shelters that are able to resist explosive loads without progressive collapse, which leads to a cascading sequence of damage to adjacent building

structures. The ways of redistribution of gravitational loads on the structural systems of buildings and structures are analyzed, recommendations are made for design of explosion-proof buildings.

Conclusions are drawn about the feasibility of using monolithic reinforced concrete frames, which are able to plastically deform, redistribute loads and resist the onset of progressive collapse, which leads to appearance of a cascading sequence of damage to adjacent building structures.

Keywords: building, protective structures, load, explosive effect, shock wave, construction, deformation, frame system, reinforced concrete frame units.

УДК 725

Иванченко Г.М., Гетун Г.В., Безклубенко І.С., Соломін А.В., Постернак О.М. Вплив вибухових навантажень на будівлі та споруди цивільного захисту населення // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 39-48.

Лл. 8. Бібліогр. 17 назв.

UDC 725

Ivanchenko G., Getun G., Bezklubenko I., Solomin A., Posternak O. Influence of explosive loads on buildings and structures of the population civil protection // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles- K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. - P. 39-48.

Fig. 8. Ref. 17.

Автор(вчена ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки КНУБА, ІВАНЧЕНКО Григорій Михайлович

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, Іванченко Григорію Михайловичу

Робочий телефон:+38(044)245-44-32

E-mail: ivgm61@gmail.com

Мобільний телефон:+38(067)597-19-48

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-1172-2845>

Автор(вчена ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, професор кафедри архітектурних конструкцій КНУБА, ГЕТУН Галина Вячеславівна

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ГЕТУН Галині Вячеславівні

Тел.: +38(044)245-44-32

Мобільний тел.: +38(097)320-11-93

E-mail: GalinaGetun@ukr.net

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-3317-3456>

Автор(вчена ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент кафедри ІТППМ КНУБА, БЕЗКЛУБЕНКО Ірина Сергіївна

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, БЕЗКЛУБЕНКО Ірині Сергіївні

Тел.: +38(044)245-04-02

Мобільний телефон. +38(066)794-01-84

E-mail: i.bezklubenko@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-9149-4178>

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): кандидат фізико-математичних наук, доцент кафедри біобезпеки і здоров'я людини КПІ ім. Ігоря Сікорського, СОЛЮМІН Андрій Вячеславович

Адреса: 03056 Україна, м. Київ, проспект Перемоги 37, Національний технічний університет України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», СОЛЮМІНУ Андрію Вячеславовичу

Тел.: +38(044)236-79-89

Мобільний телефон:+38(050)927-10-63

E-mail: andr-sol@i.ua

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-5226-8813>

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): асистент кафедри залізобетонних конструкцій КНУБА, ПОСТЕРНАК Олексій Михайлович.

Адреса робоча: 03680, Київ, Повітрофлотський пр. 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ПОСТЕРНАКУ Олексію Михайловичу.

Робочий тел.: +38(044)2415406

Мобільний тел.: +38(093)7629439

E-mail: posternak.om@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-5646-6788>

UDC 539.3

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE STABILITY AND NATURAL VIBRATIONS OF SHALLOW PANELS UNDER THE ACTION OF THERMOMECHANICAL LOADS**O.P. Krivenko,**

Candidate of Science (Engineering), Senior Researcher

P.P. Lizunov,

Doctor of Science (Engineering), Professor

Yu.V. Vorona,

Candidate of Science (Engineering), Associate Professor

O.B. Kalashnikov,

Applicant for Candidate of Science (Engineering)

*Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitroflotsky ave., Kyiv, Ukraine, 03037*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.49-64

The work is a continuation of research devoted to substantiating the reliability of solutions obtained by the finite element method for the analysis of nonlinear deformation, buckling and vibrations of thin elastic shells under the action of thermomechanical loads. The method is based on geometrically nonlinear relations of the three-dimensional theory of thermoelasticity and the principles of the moment finite element scheme. A thin elastic shell of an inhomogeneous structure is modeled by a universal spatial isoparametric finite element. The modal analysis of the shell is implemented at each step of the static thermomechanical load. The subspace iteration method is used to determine the spectrum of the lowest frequencies of natural vibrations of shells. A shallow spherical panel with a square plan is considered. The effect of preheating on the loss of stability and vibrations of an elastic isotropic shell under uniform pressure loading is investigated. The behavior of the shell weakened by two pairs of cross-channels is analyzed. The weakening of the panel by narrow and wide channels, which can be eccentrically located relative to the middle surface of the shell, is considered. The effectiveness and adequacy of the method is confirmed by a comparative analysis of solutions with results obtained using modern multifunctional software systems LIRA-SAPR and SCAD. The features of using the systems for solving the problems under consideration are given. Analysis of the results made it possible to evaluate the possibilities of using these software systems to substantiate the reliability of solutions to certain classes of problems of geometrically nonlinear deformation, buckling and vibrations of elastic shells.

Keywords: elastic shell, thermo mechanical loads, stability, modal analysis, universal 3D finite element, finite element moment scheme, comparative analysis.

Introduction. Improvement of existing and development of new methods and algorithms for the analysis of shell behavior is important for the effective use of thin-walled structures in various fields of engineering. During operation, real shell systems can be under the influence of loads of various nature, including mechanical and thermal. According to their functional purpose, shells can have different structural inhomogeneities. These include: ribs and overlays, reinforced and unreinforced holes, notches, channels, local thickening and thinning, mid-surface fractures, and other features.

Determination of its stability is important when calculating the shell [1-6]. Since the action of loads on the structure affects the distribution of movements and forces, therefore, when determining dynamic characteristics, such as self-oscillations, it is necessary to take into account mechanical and thermal effects [2-3, 7-10].

The primary task in the development of any method is to substantiate the reliability of the obtained solutions. Due to the insufficient number of test verification tasks, analytical solutions in the literature and the poorly researched class of shells for which they are developed, it is appropriate to conduct comparative analyzes using certified software (SW), which include domestic LIRA-SAPR SW [11,12] and SCAD [13,14].

This work is devoted to the further confirmation of the reliability of the solutions obtained by the developed method in the problems of stability and natural oscillations of elastic shells with various geometric features. The purpose of the work is also to study the possibilities of using

modern LIRA-SAPR and SCAD SW to study the processes of nonlinear deformation and stability of thin shells, in particular of step-variable thickness, and to conduct a comparative analysis of solutions on this basis.

1. Solving geometrically nonlinear problems of deformation and buckling of inhomogeneous shells using the finite element moment scheme

The method of solving the problems of geometrically nonlinear deformation, stability, postcritical behavior, and self-oscillations of inhomogeneous shells under the action of thermomechanical loads is based on geometrically nonlinear relations of the three-dimensional theory of thermoelasticity [1-3, 15]. This approach is modern and effective [16-18].

The used model of a linear elastic continuous medium described by Hooke's law, which in the presence of a thermal field takes the form of the generalized Duhamel-Neumann law. The most common types of materials are used to describe the thermoelastic properties of the shell material: isotropic, transversely isotropic, and orthotropic. The study of the processes of nonlinear deformation of shells is based on the general Lagrangian formulation of the variational problem in increments. The finite-element relations were obtained by the variational method in curvilinear coordinates, taking into account all nonlinear terms, components of strain and stress tensors. A combination of the stepwise method of continuing the solution for the perturbation parameter with the procedure of the Newton-Kantorovich iterative method at the load step is used to construct the equilibrium trajectories of the structure. The created algorithm provides automation of the process of obtaining a solution to the problem regardless of the complexity of the "load-deflection" diagram and provides an opportunity to investigate the closed behavior of the shell. [1]. The algorithm provides, for example, the selection of the type of continuation of the solution parameter (loading or moving the characteristic node selected by the algorithm), adjusting the step value of the continuation of the solution parameter (decrease or increase), changing the accuracy of the solution of the system of nonlinear equations, and other actions for automated debugging operation of the algorithm in a mode close to optimal in terms of machine time consumption.

The application of the incremental approach provides an opportunity at each step of static thermomechanical loading to determine the modal characteristics of the inhomogeneous shell, taking into account the deformed and prestressed states, which significantly affect the spectrum of the structure's own vibrations.

The thin shell is considered as a three-dimensional body. Along the thickness, it is modeled by one 3D isoparametric finite element (FE) with polylinear shape functions:

$$\{x^{i'}:u^{i'}\}(x^1, x^2, x^3) = \sum_{s_1=\pm 1} \sum_{s_2=\pm 1} \sum_{s_3=\pm 1} F(x^k, s_k) \{x^{i'}:u^{i'}\}_{s_1s_2s_3}, F(x^k, s_k) = \prod_{k=1}^3 \left(s_{(k)} x^{(k)} + \frac{1}{2} \right),$$

where $s_k = \text{sign}(x_{s_1s_2s_3}^k)$ – conditional (grid) Lagrangian coordinates of FE nodes (Fig. 1 (b));

$x_{s_1s_2s_3}^k = \pm \frac{1}{2}$ – local normalized coordinates of FE nodes; $x_{s_1s_2s_3}^{i'}$ and $u_{s_1s_2s_3}^{i'}$ – given (known) values of the Cartesian coordinates of FE nodes and sought (unknown) values of displacements of these nodes, respectively; the denotation ":" corresponds to the logical operator "or", which means choosing to consider one of the components in curly brackets.

The developed 3D FE is universal. It is intended for the modeling of regions of the shell without constructive geometrical features by thickness (casing) as well as areas with such features. Thus, it is unique for a shell of step-variable thickness. Universal FE due to the introduction of new variable additional parameters (topological, geometric and physical-mechanical) and redefinition of the corresponding basic ones acquires the properties of a modified [1, 19].

Transformation of the casing finite element (CFE) (hexahedron $ABCDEFGH$ (Fig. 1 (a)) into FE with changed dimensions and location relative to the middle surface of the casing (hexahedron $\tilde{A}\tilde{B}\tilde{C}\tilde{D}\tilde{E}\tilde{F}\tilde{G}\tilde{H}$, (Fig. 1 (c), (d))) is performed along the local axis x^1 , that is, along the thickness of the shell (Fig. 1). For ease of description, the element formed as a result of these changes will be called the "modified" finite element (MFE).

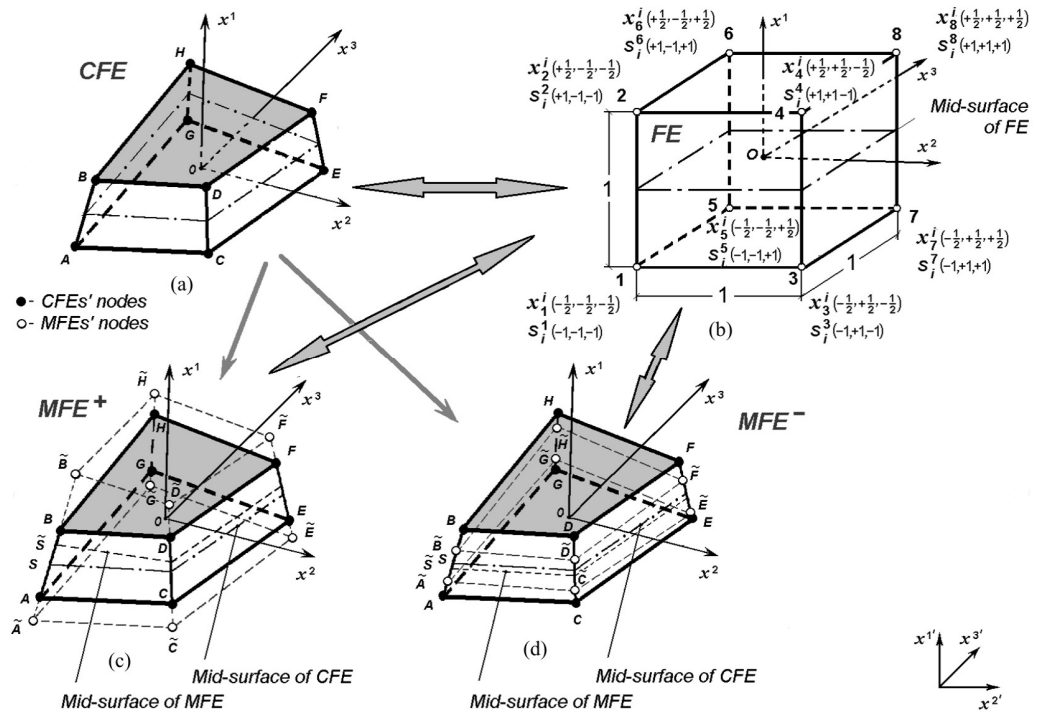


Fig. 1. Transformation of the CFE to the MFE (MFE⁺ – with an edge, MFE⁻ – with a hem)

Examples of shell regions with “ribs” (an area with a stepwise increasing thickness, Fig. 2 (a)), with “channels” (an area with a stepwise decreasing thickness, Fig. 2 (b)) and with extrusion (an area with only a shift in thickness, Fig. 2 (c)) schematically demonstrate the modeling of a shell of stepwise variable thickness using universal 3D FE [20].

Features of the stress-strain state (SSS) of a thin inhomogeneous shell are taken into account by kinematic and static non-classical hypotheses. According to the static hypothesis, the normal compression stresses of the fibers of the layers in the thickness direction are assumed to be constant $\partial \sigma_n^{11} / \partial x^1 = 0$. The accepted hypothesis is weaker than the classical one $\sigma^{11} = 0$.

The non-classical static hypothesis does not deprive the stressed state of the inhomogeneous shell of three-dimensional properties. The kinematic hypothesis is formulated as a deformable straight line hypothesis: a straight line in the direction of the thickness (not necessarily along the normal to the middle surface), shortening or lengthening, remains a straight line even after the deformation of the shell. The hypothesis provides a natural way to connect spatial elements in fractures and in areas of step-variable thickness without violating the compatibility of movements and coordinates in the process of deformation (Fig. 3).

Finite-element formulation was obtained using the finite-element moment scheme (FEMS) [1, 21]. The FEM relations are presented in the form of the displacements method: the nodal displacements of the FE in the global Cartesian coordinate system are taken as the sought unknowns $u_{s_1 s_2 s_3}^i$. Usually, for thin shells, in order to improve the convergence of the obtained solutions, the translations of the nodal points on the mid-surface are taken as the sought functions $v_{s_2 s_3}^i$ and generalized nodal rotations of FE edges $v_{s_2 s_3}^i$ (for which differences in

nodal displacements on its bounding surfaces are assumed): $v_{s_2s_3}^{i'} = \frac{u_{s_1=+1s_2s_3}^{i'} + u_{s_1=-1s_2s_3}^{i'}}{2}$,

$$v_{s_2s_3}^{i'} = u_{s_1=+1s_2s_3}^{i'} - u_{s_1=-1s_2s_3}^{i'}$$

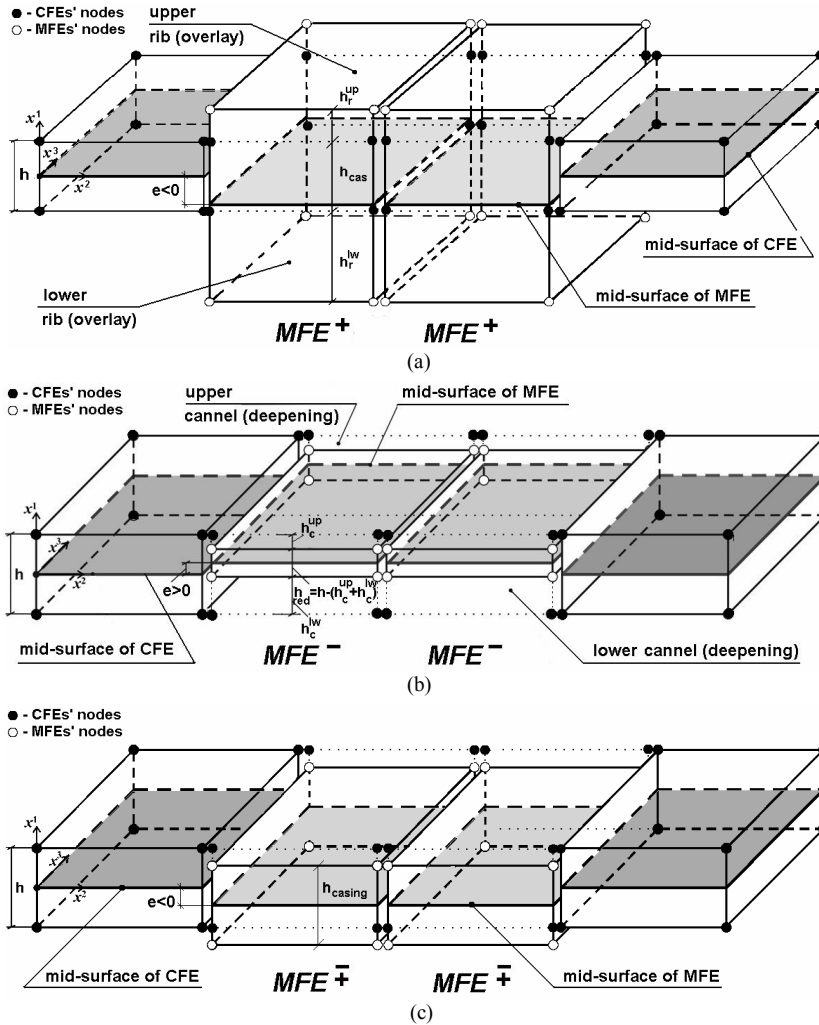


Fig. 2. Schematic representation of the modeling of the shell area with a rib (a), with a channel (b), with extrusion - (c)

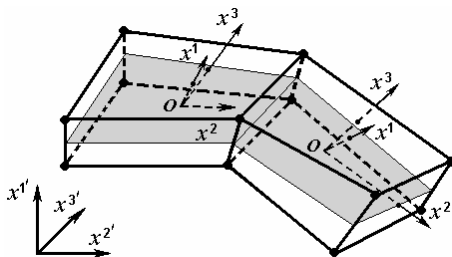


Fig. 3. Modeling of the sharp bend in a shell

The replacement of variables introduced in such a way is interpreted as a transition from an eight-node 3D FE with 3 nodal displacements to a four-node "shell" FE with 6 generalized displacements assigned to the nodes on the middle surface of the FE.

When obtaining the relations for the coefficients of reaction matrices, stiffness, geometric stiffness and equivalent temperature loads of the universal FE, its additional

variable parameters are taken into account as necessary. When calculating the coefficients of these matrices, the output data for CFE or MFE are submitted to the corresponding dependences, for which their middle surfaces, which do not coincide with each other, are taken as the reference surfaces (Fig. 4). Since all dependencies are obtained for the general variant of the 3D FE (Fig. 1b), they are therefore universal. When forming a general system of solving equations for a shell finite-element model (SFEM) of step-variable thickness into a single ensemble, the MFE matrices are always adjusted with respect to the accepted reference surface - the middle surface of the shell (Fig. 4).

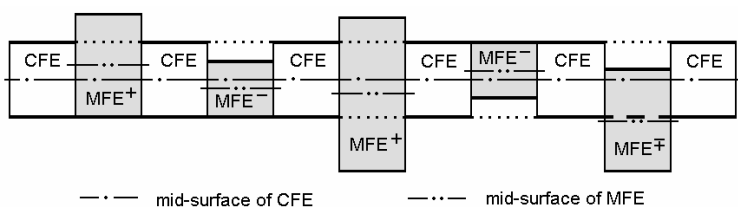


Fig. 4. An example of combining different FEs into a single ensemble (schematic presentation)

Due to the complexity of the formulation of the research problem, which is related both to the existing geometric features of thin elastic shells and to the processes under study, it is important to confirm the reliability of the obtained solutions. As a means of comparison, it is advisable to use the results of calculations that can be obtained with the help of SWs that have proven themselves well: SW LIRA-SAPR and SCAD.

2. Solution of geometrically nonlinear buckling problems using SW LIRA and SCAD

Nowadays specialized automated design systems (CAD) that implement FEM are widely used in the design and calculations of buildings and structures as the main tools of computer modeling and analysis. By purpose, CADs are divided into industrial and scientific. Industrial CADs often take the form of multifunctional SWs, which combine various modules for creating, calculating and analyzing a computer model of a structure. Industrial complexes are mainly focused on solving applied problems, the ultimate goal of which is to obtain the necessary data for checking its strength characteristics for further design of the structure. In turn, scientific complexes are mainly used for the study of complex phenomena and effects in the behavior of structures, in particular shell structures. These SWs use various specialized FEs from a developed library of elements. This makes it possible to obtain more accurate results in contrast to industrial SWs, but at the same time neglecting the project orientation. A large number of FEs in industrial SWs makes it difficult to choose the necessary element option and build a calculation scheme.

In addition, in most industrial SWs, algorithms for studying nonlinear deformation and stability of shell structures are not sufficiently developed. The study of this class of problems, due to their complexity and the possible ambiguity of the resulting solutions, is difficult to implement as a standard computational procedure.

In order to use SW LIRA and SCAD as means of solving stability problems, it is necessary to clarify the possibilities of their application: to study the underlying algorithms, to choose the most effective of them, to find out methods of modeling shells of smooth and step-variable thickness, to establish possible types of thermomechanical loads and their limitations. The assessment of the capabilities of the complexes was analyzed both for SW LIRA [4, 5] and for SW SCAD [6, 7]. Currently, there are later versions [22, 23] of these complexes, but the main approaches have been preserved.

2.1. Algorithms for solving a geometrically nonlinear problem used in SW LIRA and SCAD. Three algorithms for solving problems of geometrically nonlinear deformation and stability are implemented in both SWs. All of them use step-by-step procedure. The calculation is carried out according to the load parameter. In physical terms, this process is a gradual (step-by-step) increase in load from 0 to a given load value P .

The algorithms used in the SW LIRA-SAPR are based on [12, 22]:

1. Method of sequential loading (SL). The "Simple step" algorithm is implemented, which is a simple modification of the method of sequential loading. The solution is found as a broken line, since a linear problem is solved at each step. For this algorithm, it is necessary to manually set the number of steps and their size.

2. Method of sequential loading with automatic step selection (SLA). Unlike the previous algorithm, the number of steps and its size are automatically selected by the algorithm.

3. The Newton-Raphson (N-R) method is step-by-step procedure with the search for new forms of equilibrium. It implements the method of compensating loads. When implementing the algorithm, the loss of stability moment is fixed and a transition to a new stable branch of equilibrium is performed (as research has shown) with a significant error. The number of steps and its size are automatically selected by the algorithm.

According to all methods, the calculation is performed until the moment of degeneration of the stiffness matrix of the system. It is this moment that is interpreted as the loss of stability one. A branch point and a critical point are indistinguishable. The associated uncertainty does not allow qualitatively distinguishing the critical point from the bifurcation point. In this way, solving the problem of nonlinear deformation is realized either up to the branching point (\bar{q}^*)

or to the point of the upper critical load (\bar{q}_{cr}^{up}).

The SW SCAD uses such algorithms [14, 23]:

1. Method of sequential loading (SL). It uses the "Simple step" algorithm. A linearized problem is solved at each step. Transition to the next step of the nonlinear calculation is performed if solution of the linearized problem at the step is sufficiently accurate.

2. The stepwise Newton-Kantorovich method (N-K) with refinement of the approximation. At the current load step, the iterative refinement of the nonlinear solution is implemented based on the analysis of the imbalance of the equilibrium equations. Iterations are performed with unchanged coefficients of the linearized stiffness matrix calculated at the beginning of the current step. It is necessary to specify the number of load steps, the size of each step, and the number of iterations.

3. The stepwise Newton-Raphson method (N-R) with iterative refinement. An iterative refinement of the solution is performed at each step with the use of the redefinition of the coefficients of the linearized stiffness matrix at each iteration. It is necessary to specify the number of load steps, the size of each step, and the number of iterations.

The possible appearance of a branch point is not analyzed in SW SCAD.

Due to insufficiently complete description of nonlinear algorithms presented in SW LIRA-SAPR and SCAD instructions, there occurs a need to solve problems using the above mentioned SWs in order to evaluate them and choose the most suitable algorithm for performing comparisons.

It should be noted that, from the point of view of engineering calculations performed by SW, it is more important to determine the deflections when the load is fixed in the process of nonlinear deformation of the structure, and not the moment of loss of stability, which corresponds to the upper critical load. The action of the load, which can cause the beginning of non-linear deformation and even more so the loss of stability, is usually not allowed. The post-critical behavior of the structure is considered in extremely rare cases. Therefore, the vast majority of modern SWs solve problems of nonlinear deformation of shells, limiting themselves to determining the value of the upper critical load. This is due to the use of a step algorithm for solving systems of nonlinear equations. Such stepwise or stepwise iterative algorithms traverse the load-deflection curve step by step. Without changing the step parameter from load to deflection, the passage of the curve from the upper critical load to the post-critical region along the descending branch is impossible.

2.2. Finite elements used in the SW LIRA-SAPR and SCAD. A number of special FEs are used in the SW LIRA and SCAD to calculate the stability of the shells taking into account its nonlinear deformation. In general, the type of FE, on the one hand, is determined by the element

belonging to one or another section of the structure, and on the other hand, it depends on the geometric characteristics of the shell, in particular, whether its thickness is constant, linearly variable or step-variable.

2.2.1. Smooth shells and panels. Two types of geometrically nonlinear finite elements are used in SW LIRA-SAPR and SCAD to solve the problems of determining the SSS and stability of thin shallow geometrically nonlinear shells and plates. These are the triangular three-node FE shell No. 342 and the quadrangular four-node No. 344 (Fig. 5 (a), (b)). With the help of these elements, you can calculate thin-walled structures such as: shells – Karman equations are used; membranes – displacements are constant along thickness; shells with strong bending – the relations of the theory of thin shells are used. For the range of problems considered in this article, the last calculation option is used – a shell with a strong bending. Using these elements, it is possible to study the stability of thin elastic shells under geometrically nonlinear deformation.

Governing equations for FE are constructed in a physically linear formulation. The main feature is that the FE, which models a three-dimensional body, is a flat element with a constant thickness. The plane of the element models the mid-surface of the shell or plate. The nodes are located on the plane and have three displacements and three angles of rotation relative to the local axes (Figs. 5, 6).

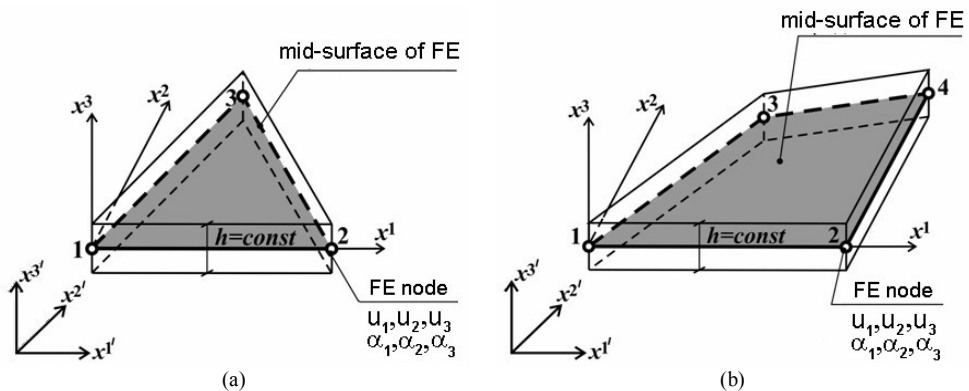


Fig. 5

Finite elements used in SW LIRA-SAPR and SCAD have somewhat limited applications due to the peculiarities of modeling thin shells. Since FEs are 2D elements of constant thickness, the approximation of the shell as a three-dimensional body is not accurate enough. These flat FEs cannot simulate mid-surface sharp bending without gaps and volume overlap (Fig. 6 (a)), unlike the spatial FE developed using the FEMS methodology (Fig. 6 (b)).

Due to the constant thickness of the FE the shell model of a linearly variable thickness in the SW LIRA-SAPR and SCAD is replaced by a step-variable model. At the same time, to obtain reliable results, it is necessary to use a sufficiently thick grid. In addition, all the nodes of one quadrilateral FE are located in the same plane and cannot form a hyper. Because of this, strongly uneven curvilinear surfaces must be modeled with triangular FEs. Such restrictions do not apply to the 3D universal isoparametric eight-node FE of MFES (Fig. 6 (b)).

2.2.2. Shells with ribs and channels. Shells and panels of symmetrical step-variable thickness (for example, with bilateral ribs or channels symmetrically located relative to the middle surface) are modeled by triangular three-node FE No. 342 or quadrilateral four-node FE No. 344 of the appropriate thickness.

Special elements are used in SW LIRA-SAPR and SCAD to model the geometric features of shells of variable thickness in the form of eccentrically located ribs, overlays, channels and recesses. In SW LIRA-SAPR, these are the so-called "absolutely rigid inserts" and "absolutely rigid bodies" [11, 12, 22]. In SW SCAD it is "absolutely rigid (solid) bodies" [13, 14, 23]. In both cases, these are artificial techniques that are used to approximate the gradual change in its

thickness in the calculated FE model taking into account the eccentricity. The purpose of introducing these special elements is to specify the kinematic connection for the corresponding nodal displacements.

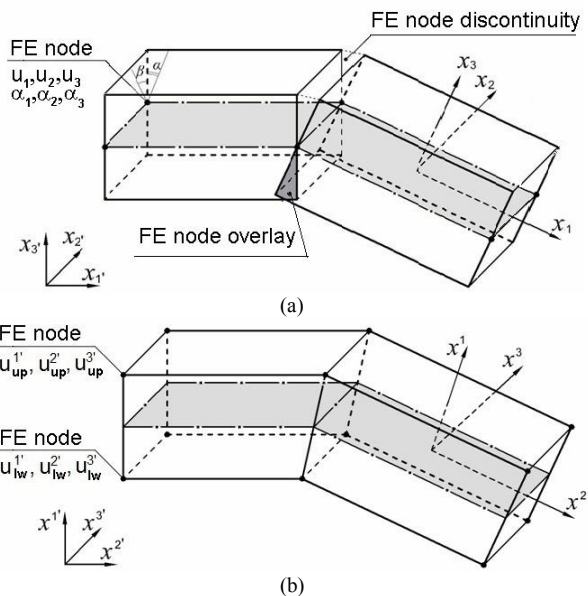


Fig. 6. Elements connection:
(a) – SW LIRA-SAPR and SCAD; (b) – FEMS

surfaces of the cladding and the eccentric element. In general, ARB can only conditionally be attributed to the concept of a finite element, since it, in fact, does not have the classical attributes of a FE (basis functions, domain of a finite element, etc.) [11]. However, from the point of view of the implementation of ARB, it fits perfectly into the finite element procedure. When modeling FE shifts, the ARB is a rigid connection between nodes of eccentrically located elements. This FE does not have a number in SW LIRA-SAPR. In SW SCAD it is numbered #100.

2.3 Modeling of thermomechanical load. In LIRA-SAPR and SCAD software complexes, it is possible to set the following types of load:

- mechanical action: concentrated force and moment, uniformly-distributed load and moment, trapezoidal distributed load, uniform or trapezoidal load between two nodes of the plate, weight of the mass of the plate;
- temperature action: uniform and uneven heating (cooling) of the shell or plate through the thickness, a linear-variable law of temperature distribution over the thickness is allowed.

In SW LIRA-SAPR and SW SCAD there are some limitations when modeling the temperature load: in the plane of the element only a constant value of the temperature load can be set. Therefore, it is impossible to model the inhomogeneous temperature load of the middle surface of the shell within the framework of one FE. Setting a common thermomechanical load is also impossible. However, it is possible to adapt the algorithm to specify preheating of the shell followed by additional mechanical loading.

3. Analysis of the effectiveness of the different approaches in the problems of shell nonlinear deformation and buckling.

The main goal of the research is to compare the results to confirm the solutions obtained according to the FEMS and evaluate the capabilities of SW LIRA-SAPR and SCAD in solving complex problems of nonlinear deformation and buckling of thin inhomogeneous shells under the action of thermomechanical loads.

Absolutely rigid insert" (ARI) in SW LIRA is used to connect FE nodes in areas of step-variable thickness to the main nodes of the structure, located on its middle surface. The displacement (eccentricity) of the "elastic part" of the FE (the middle surface of a rib or a section with a notch) is modeled with the help of ARI. The "elastic part" of the insert is understood as a shell FE of the appropriate thickness, displaced relative to the middle surface of the structure. "Insertion nodes" are tied to the middle surface of the original shell using kinematic relations.

"Absolutely rigid body" (ARB) in SW LIRA and SW SCAD is a conditional FE of great rigidity. ARB is additionally introduced into the calculation model for the connection of nodes of the middle

3.1. A square in plan (in the plane x^2x^3) smooth spherical panel, hingedly supported along the contour and loaded with a uniform normal pressure of intensity q , is investigated. The research results are presented using dimensionless parameters $\bar{q} = a^4 q / (Eh^4)$, $\bar{u}^1 = u^1 / h$. The curvature of the panel is determined by the parameter $K = 2a^2 / (Rh) = 32$. Accepted: $a = 60h$ is a panel size in plan, $R = 225h$ is radius, $h = 1$ cm is thickness, $E = 2.1 \cdot 10^6$ kg/cm², $\nu = 0.3$. The SFEM with a grid of 30×30 FE is adopted for calculation. As research has shown, such a grid ensures the convergence of solutions.

3.1.1. The SW LIRA an almost complete coincidence of the "load-deflection" curves (" $\bar{q} - \bar{u}^1$ ") has provided by all three approaches in the center of the panel to the upper critical point (Fig. 7 (a)). Both variants of the method of successive loads (1. SL and 2. SL) demonstrate the coincidence of the results in the pre-critical region and a slight difference between them in terms of the value of the upper critical load \bar{q}_{cr}^{up} (Table 1). At this point (in the figure, the point is marked '*') the solution of the problem ends. The Newton-Raphson method (3. N-R) allows you to switch to the closed stable branch of the solution, but with a significant error (Fig. 7 (c)).

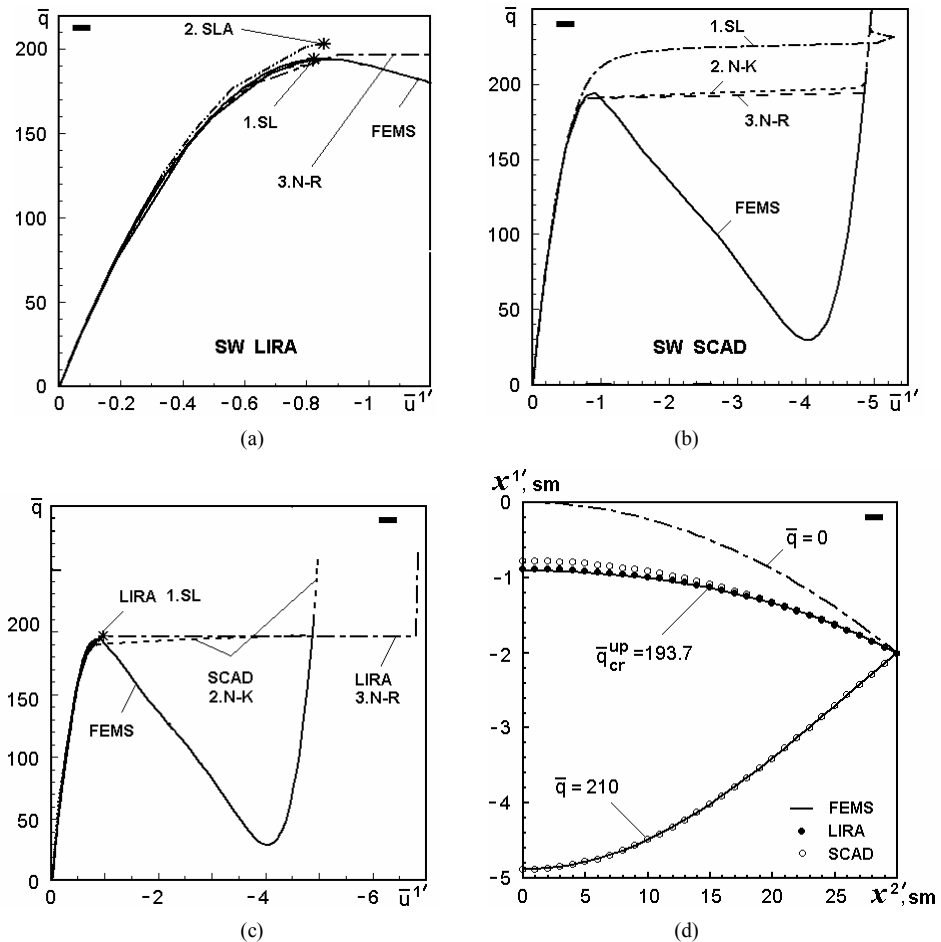


Fig. 7

All three algorithms of SW SCAD implement the transition to a new stable equilibrium branch (Fig. 7 (b), (c)). The calculation by the method of successive loads (1. SL) makes a transition to a closed stable branch with a large error in the value of the upper critical load \bar{q}_{cr}^{up} . According to the algorithms based on the application of the Newton-Kantorovich (2. N-K) and Newton-Raphson (3. N-R) methods, the problem of transition to a closed stable branch is solved quite precisely, the value of the upper critical load \bar{q}_{cr}^{up} is the same (Table 1).

Table 1

SW	Algorithm	\bar{q}_{cr}^{up}	$\Delta, \%$	\bar{u}_{cr}^{1up}	$\Delta, \%$
FEMS	Newton-Kantorovich method (FEMS)	193.7	0	0.9125	0
LIRA	1. Sequential loading method (SL)	194.1	0.20	0.8796	-3.60
	2. Sequential loading method with automatic step selection (SLA)	202.8	4.70	0.8580	-5.97
	3. Newton-Raphson method (N-R)	196.4	1.40	0.9013	-1.23
SCAD	1. Sequential loading method (SL)	-	-	-	-
	2. Newton-Kantorovich method (N-K)	190.2	-1.80	0.7729	-15.30
	3. Newton-Raphson method (N-R)	190.2	-1.80	0.7730	-15.29

In the pre-critical region for both SWs, we have an almost complete coincidence of the curves with the diagram obtained on the basis of the use of FEMS. The equilibrium shapes of the deformed panels in the subcritical and supercritical regions have a simple appearance and match well. (Fig. 7 (d)) shows the modes of deformation of the middle surface of the shells in the area of the critical load and at the point of transition to a stable closed branch. Deformation of the panel is characterized by a deflection in its central area.

In further research, when performing calculations, we will use method 2. Successive loads with automatic step selection (SLA) for SW LIRA-SOFT, and method 2. Newton-Kantorovich (N-K) for SW SCAD, as the most accurate and efficient.

3.1.2 The influence of the combined effect of preliminary uniform heating with subsequent pressure loading on the loss of panel stability is considered (Fig. 8). Heating (cooling) is performed on $T = \pm 20^\circ C$.

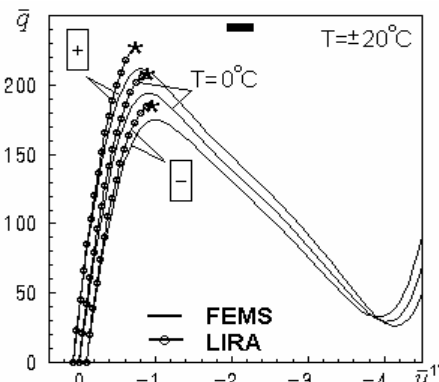


Fig. 8

A uniform temperature increase of 20 degrees leads to an almost identical corresponding increase in the upper critical load $\bar{q}_{cr}^{up} = 175,0; 193,7; 212,2$ and a uniform decrease of the lower one $\bar{q}_{cr}^{lw} = 32,82; 29,78; 26,53$ (Fig. 8).

A comparison of the results obtained by the FEMS with the calculations made by SW LIRA showed a fairly good match between them. The corresponding diagrams almost completely coincide in the pre-critical region. We have a slight run-up in terms of values \bar{q}_{cr}^{up} та \bar{u}_{cr}^{1up} at the upper critical point (Table 2).

Table 2

Loading (preheating)	Calculation method					
	FEMS		SW LIRA			
	\bar{q}_{cr}^{up}	\bar{u}_{cr}^{1up}	\bar{q}_{cr}^{up}	$\Delta, \%$	\bar{u}_{cr}^{1up}	$\Delta, \%$
$T = -20^\circ C$	175,0	-0,9613	185,9	6,23	-1,0000	4,03
$T = 0^\circ C$	193,7	-0,9125	202,8	4,70	-0,8580	-5,97
$T = +20^\circ C$	212,2	-0,7984	228,4	7,63	-0,7509	-5,95

3.1.3. Modal analysis of the shell shows the following. The first four forms of natural oscillations of the panel, obtained by the method based on the use of MFES and by SW LIRA-SAPR, are given for the initial unloaded state $\bar{q}^{i=0}$ (Fig. 9). The difference in frequencies is within 1%. The forms of natural oscillations are identical. When calculating according to the FEMS ($T = 0^\circ C$) it was obtained that at all loads the first frequencies are multiples, $\omega_1 = \omega_2$.

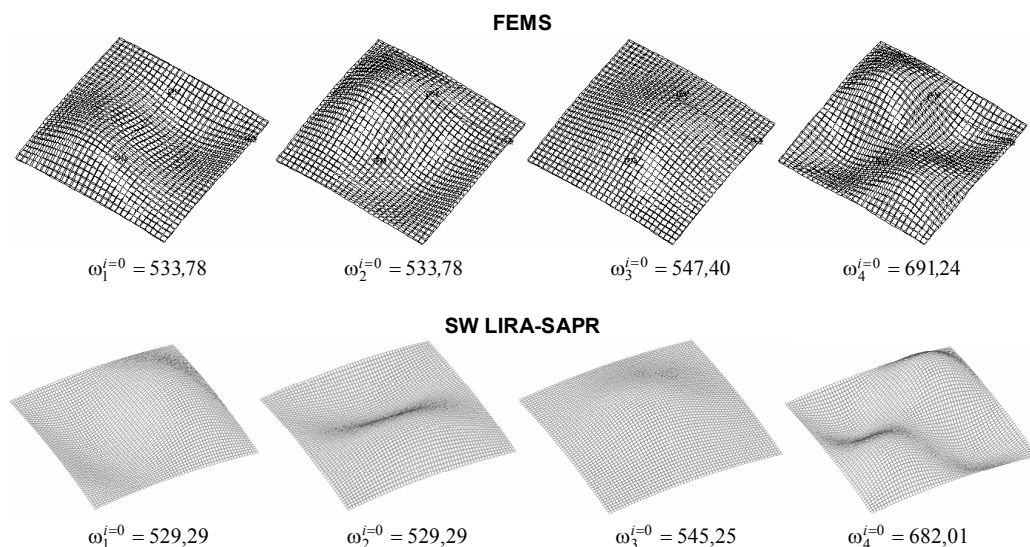


Fig. 9. Natural modes ($\omega_k^{i=0}$, Hz) of the unloaded shell, $\bar{q}^{i=0}$

The conducted modal analysis makes it possible to investigate the influence of the prestressed state of the shell on the frequencies and forms of natural oscillations of the deforming structure (Fig. 10). In the figure, the resulting dependence is presented as a "load-lower frequency" ω_1 (" $\bar{q} - \omega$ ") diagram. Modal analysis is performed until the zero (negative) value of the fundamental tone appears. This approach corresponds to the dynamic criterion of the loss of shell stability [24] and allows determining the stability of the panel simultaneously according to static and dynamic criteria. There are no branching points of the solutions in the pre-critical region on the " $\bar{q} - \bar{u}$ " curves. Therefore, according to both criteria,

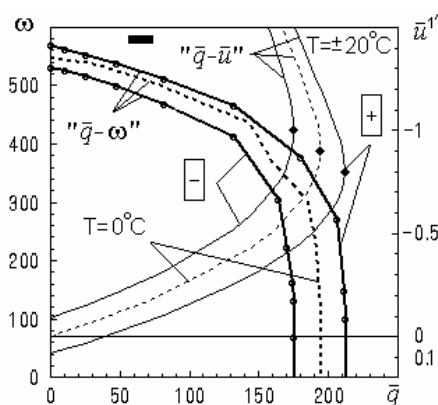


Fig. 10

almost the same corresponding values of critical loads were obtained.

In the existing versions of SW LIRA-SAPR and SCAD, it is not possible to analyze the natural vibrations of shells taking into account the prestressed state.

3.2 The stability analysis of shells with stepwise variable thickness is illustrated using the example of the panel discussed above. The panel is weakened by four criss-crossed channels placed on the surface of the shell in three ways. The channels are located eccentrically on the inner (Fig. 11 (a)) or outer (Fig. 11 (c)) surfaces of the shell and symmetrically on its inner and outer surfaces (Fig. 11 (b)).

The SFEM with a sufficiently dense mesh of 30×30 FE was adopted as the calculation model, which ensures the convergence of solutions. To approximate channels, the SW LIRA-SAPR uses ‘absolutely rigid insertions’, and the SW SCAD uses ‘absolutely rigid bodies’.

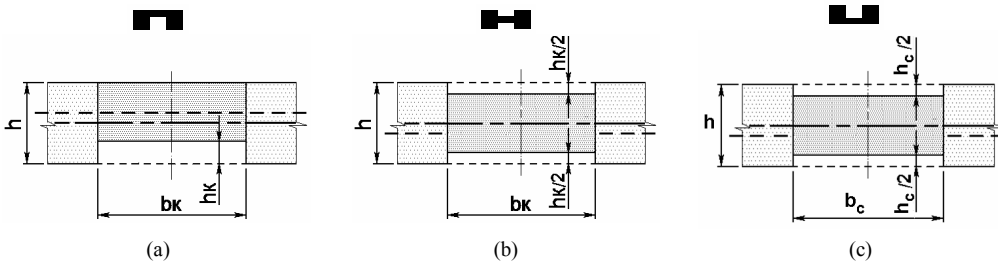


Fig. 11

3.2.1. We consider a shell with “narrow” channels having the same parameters: length a , width $b_c = 2h$ and total depth $h_c = 0.3h$. For all algorithms there is a good agreement between the ‘ $\bar{q} - \bar{u}$ ’ curves in the subcritical region (Fig. 12). The calculation performed using the SW LIRA-SAPR stops at the upper critical point. In the pictures this point is marked ‘*’. The solution for a panel with a symmetrical arrangement of channels obtained using the SW SCAD accurately implements the transition to a supercritical stable branch (Fig. 12 (b)). For this symmetrical weakening, the ‘ $\bar{q} - \bar{u}$ ’ curves are compared at three characteristic points.

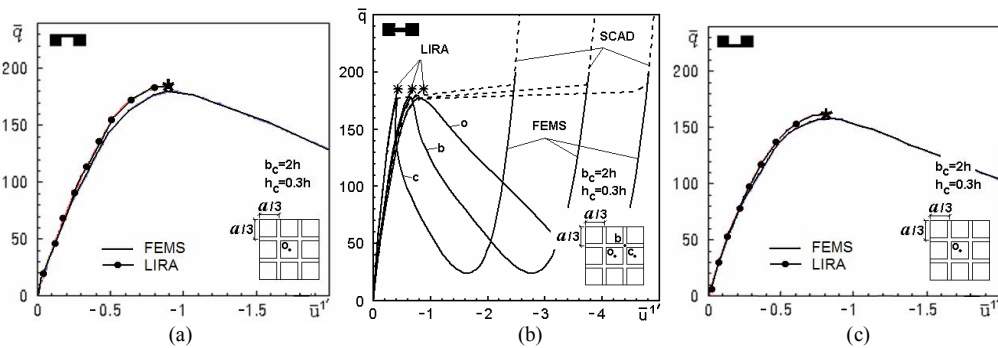


Fig. 12

A comparison of solutions at the upper critical point obtained using the MFES, the SW LIRA-SAPR and SCAD shows that for all types of weakening, the difference in load \bar{q}_{cr}^{up} and deflection \bar{u}_{cr}^{1up} in the center of the panel does not exceed 4% (Table 3).

For narrow channels, their location has little effect on the value of the critical load \bar{q}_{cr}^{up} . The greatest reduction in load (compared to a smooth panel) caused weakening on the outer side of the shell, $e < 0$. The critical load of this shell is reduced by 18.7%.

Table 3

Panel type	\bar{q}_{cr}^{up}			\bar{u}_{cr}^{1up} (in the center)		
	FEMS	SW LIRA $\Delta, \%$	SW SCAD $\Delta, \%$	FEMS	SW LIRA $\Delta, \%$	SW SCAD $\Delta, \%$
$e > 0$ 	178,8	178,98 0,10%	“-“	-0,889	-0,923 3,8%	“-“
$e = 0$ 	177,3	184,3 3,95%	176,21 -0,61%	-0,842	-0,819 -2,7%	-0,839 0,36%
$e < 0$ 	157,4	162,40 2,82%	“-“	-0,781	-0,805 3,1%	“-“
Гладка 	193,7	202,8 4,7%	190,2 -1,8%	-0,9125	-0,8580 -5,97%	-0,7729 -15,30%

3.2.2. The effect of weakening in the form of “wide” channels on shell buckling is considered. The channels are located symmetrically relative to the shell mid-surface and has such parameters: $b_c = 6h$, $h_c = 0.7h$.

The ‘ $\bar{q} - \bar{u}^1$ ’ curves obtained using the FEMS, the SW LIRA-SAPR and SCAD have been plotted for deflections at different points of the shell (Fig. 13 (a)). The resulting curves completely coincide with each other in the subcritical region and near the upper critical load \bar{q}_{cr}^{up} .

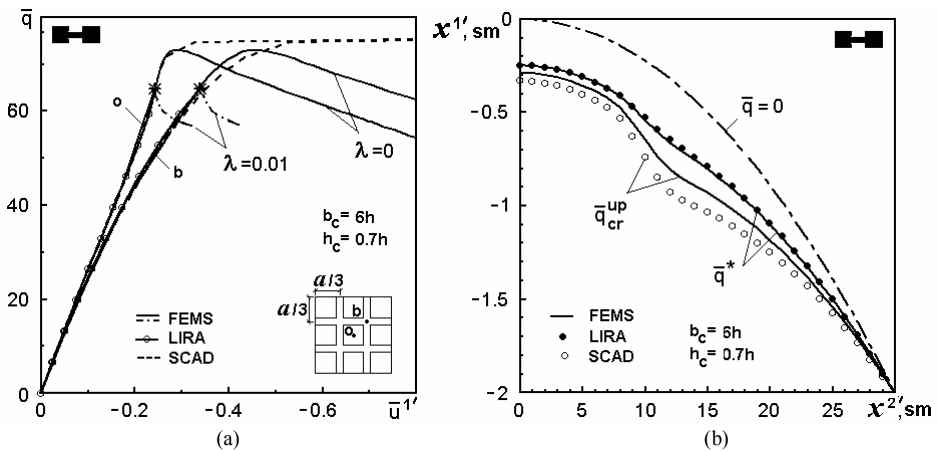


Fig. 13

Table 4

Calculation method	$\frac{\bar{q}_{cr}^{up}}{\bar{u}_{cr}^{1up}}$	$\frac{\Delta^q, \%}{\Delta^u, \%}$	$\frac{\bar{q}^*}{\bar{u}^{1*}}$	$\frac{\Delta^{q^*}, \%}{\Delta^{u^*}, \%}$
FEMS	$\frac{72,94}{-0,2876}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{63,34}{-0,2410}$	$\frac{0}{0}$
SW LIRA	“-“	“-“	$\frac{64,79}{-0,2451}$	$\frac{2,89}{1,70}$
SW SCAD	$\frac{74,71}{-0,3289}$	$\frac{2,43}{12,81}$	“-“	“-“

In contrast to the solution for a panel with ‘narrow’ channels, the SW LIRA stopped calculations at the branching point at load $\bar{q}^* = 64,79$, taking the branching point as the upper critical load (Fig. 13 (a)). This point is marked ‘*’ in the figure. The branch point has been also discovered in calculations using the MFES. The MFES algorithm allows us to more accurately determine the load value at the branch point \bar{q}^* (Table 4). By introducing a small ($\lambda = 0,01$) asymmetrical perturbation into the initial shell shape, a specially developed technique allows us to

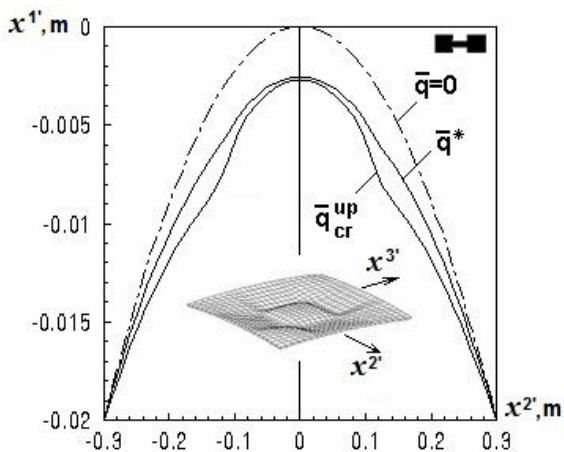


Fig. 14

turn the branch point ‘*’ into a critical one ($\bar{q}^* = 63,34$) and reach a new branch of the solution (dash-dotted curve). The resulting load \bar{q}^* is 13.16% less than the critical load \bar{q}_{cr}^{up} .

The weakening of the shell by wide channels led to a significant decrease in the value of the upper critical load (by 62.34%) compared to that corresponding to a smooth panel.

The shell deformation shapes obtained using different algorithms coincide well with each other (Fig. 13, b). The deflection in the center of the panel at the moment of buckling is less than in the weakening zone (Fig. 14).

Conclusions

The effectiveness of the finite element method for studying geometrically nonlinear deformation, buckling, post-buckling behavior and vibrations of thin elastic shells under the static action of thermomechanical loads is analyzed and the reliability of the obtained solutions is confirmed. The research method is based on the three-dimensional approach of thermoelasticity theory and the use of a finite element moment scheme. Comparisons are carried out with the results of calculations performed using domestic software LIRA-SAPR and SCAD.

The possibilities of using these programs to study the processes under consideration have been investigated and identified. The approaches used in them to finite element modeling of shells, in particular of step-variable thickness, are described.

On this basis, a comparative analysis of solutions obtained using three software packages for nonlinear deformation, stability and vibration of shallow panels under the action of thermomechanical loads is carried out. Good agreement between solutions is obtained.

The research makes it possible to conclude that the LIRA-SAPR and SCAD can be used, within certain limits, as a means of confirming the reliability of the results obtained when it is studying the geometrically nonlinear behavior of thin flexible elastic shells.

REFERENCES

1. Bazhenov V.A., Krivenko O.P., Solovei M.O. Nonlinear deformation and stability of elastic shells with inhomogeneous structure (Nelineine deformuvannia ta stiiikist pruzhnykh obolonok neodnorodnoi struktury. – K.: ZAT «Vipol», 2010. – 316 p. ISBN: 978-966-646-097-7 (in Ukrainian)
2. Bazhenov V., Krivenko O. Buckling and Natural Vibrations of Thin Elastic Inhomogeneous Shells. – LAP LAMBERT Academic Publishing. Saarbrücken, Deutschland, 2018. – 97 p. ISBN: 978-613-9-85790-6
3. Bazhenov V.A., Krivenko O.P. Stability and vibrations of elastic inhomogeneous shells under thermo-mechanical loads (Stiiikist i kolyvannia pruzhnykh neodnorodnykh obolonok pry termosylovykh navantazhenniakh). – K.: ZAT «Vipol», 2020. – 187 p. ISBN: 978-966-8019-85-2. (in Ukrainian).
4. Hutchinson J.W., Thompson J.M.T. Nonlinear Buckling Interaction for Spherical Shells Subject to Pressure and Probing Forces // J. Appl. Mech. – 2017. – 84, 6. – 061001.

5. Li C., Miao Y., Wang H., Feng Q. Thermal buckling of thin spherical shells under uniform external pressure and non-linear temperature // *Thin-Walled Struct.* – 2017. – 119. – P. 782–794.
6. Ismail M.S., Mahmud J., Jailani A. Buckling of an imperfect spherical shell subjected to external pressure // *Ocean Engineering.* – 2023. – Vol. 275. – 114118.
7. Flyachok V.M., Shvets R.N. The influence of uneven heating on the natural vibrations of anisotropic cylindrical shells (Vliyaniye neravnomernogo nagreva na sobstvennyye kolebaniya anizotropnykh tsilindricheskikh obolochek) // *Teplovyye napryazheniya v elementakh konstruksiy* – 1981. – Vyp. 9. – P. 48-53 (in Russian).
8. Gavrilenko G. D., Trubitsina O. A. Oscillations and stability of ribbed shells of revolution (Kolebaniya i ustoychivost' rebristykh obolochek vrashcheniya). - Dnipropetrovsk: TOV "Barviks", 2008. - 155 p. (in Russian).
9. Gavrilenko G.D., Matsner V.I. Effect of the Parameters of Ribs and the Type of Load on the Frequencies of Vibration of Imperfect Cylindrical Shells // *Int. Appl. Mech.* – 2015. – 51. – P. 420–424.
10. Grigorenko O.Y., Borisenko M.Y., Boychuk O.V. et al. Numerical Determination of Natural Frequencies and Modes of Closed Corrugated Cylindrical Shells // *Int. Appl. Mech.* – 2022. – 58. – P. 520–532.
11. Gorodetskiy A.S., Evzerov I.D. Computer models of structures (Komp'yuternyye modeli konstruksiy). – Kyiv: Fact, 2007. – 394 p. (in Russian)
12. Strelets-Streletskiy E.B., Bogovis V.E., Genzersky Y.V., Geraymovich Y.D. [et al.]. LIRA 9.4. User Guide. Basics. Textbook (LIRA 9.4. Rukovodstvo polzovatelya. Osnovy. Uchebnoe posobie). – Kyiv: Fact, 2008. 164 p. (in Russian).
13. Perel'muter A.V., Slivker V.I. Calculation models of structures and the possibility of their analysis (Raschetnyye modeli sooruzheniy i vozmozhnost' ikh analiza) – M.: DMK Press, 2007. – 600 p. (in Russian)
14. Karpilovsky V. S., Kriksunov E. Z., Perel'muter A. V., Perel'muter M. A. Software SCAD (Vyichislitelnyy kompleks SCAD). – M.: SCAD SOFT, 2009. – 656 p. (in Russian).
15. Bloch V.I. Theory of elasticity (Teoriya uprugosti). – Kharkov: Publishing House of KhGU, 1964. – 483 p. (in Russian).
16. Chapelle D., Bathe K. J. The finite element analysis of shells – Fundamentals. Series: Computational fluid and solid mechanics. Berlin; Heidelberg: Springer, 2011. – 410 p.
17. Podvorniy A.V., Semenyuk N.P., Trach V.M. Stability of Inhomogeneous Cylindrical Shells Under Distributed External Pressure in a Three-Dimensional Statement // *Int. Appl. Mech.* – 2017. – 53. – P. 623–638.
18. Cinefra M. Formulation of 3D finite elements using curvilinear coordinates. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, 2020. P.1-10.
19. Krivenko O.P., Lizunov P.P., Vorona Yu.V., Kalashnikov O.B. A Method for Analysis of Nonlinear Deformation, Buckling, and Vibrations of Thin Elastic Shells with an Inhomogeneous Structure // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and Technical collected articles.* – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 110. P. 131-149 DOI:10.32347/2410-2547.2023.110.131-149.
20. Krivenko O.P., Vorona Yu.V. Comparative Analysis of Nonlinear Deformation and Buckling of Thin Elastic Shells of Step-Variation Thickness // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles.* – K.: KNUBA, 2022. – Issue 108. – P. 107-118. DOI:10.32347/2410-2547.2022.108.107-118.
21. The finite element method in solid mechanics (Metod konechnykh elementov v mehanike tverdykh tel) / A.S.Saharov, V.N.Kislookij, V.V.Kirichevskij [et al.]. – K.: Visha shk. Golovnoe izd-vo, 1982. – 480 p. (in Russian).
22. LIRA-SAPR. Book I. Fundamentals (LIRA-SAPR. Kniga I. Osnovy) / E.B. Strelets-Streletsky, A.V. Zhuravlev, R.Yu. Vodopyanov. Ed. doc. tech. sciences, prof. A.S. Gorodetsky. – Publishing house: LIRALAND, 2019. – 154 p. (in Russian).
23. SCAD Office. Version 21. Computer complex SCAD++ (SCAD Office. Versiya 21. Vychislitel'nyy kompleks SCAD++) / V.S. Karpilovskiy, E.Z. Kriksunov, A.A. Malyarenko [et al.]. – Izd-vo SKAD SOFT, 2015. – 848 p. (in Russian).
24. Vol'mir A. S. Ustoychivost' deformiruyemykh system (Stability of Deformable Systems) - M.: Nauka, 1967. – 984 p. (in Russian).

Стаття надійшла 31.10.2023

Кривенко О.П., Лізунов П.П., Ворона Ю.В., Калашніков О.Б.

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ СТІЙКОСТІ І ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ ПОЛОГИХ ПАНЕЛЕЙ ПРИ ДІЇ ТЕРМОСИЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Робота є продовженням низки досліджень, присвячених обґрунтуванню достовірності розв'язків, що отримуються за скінченно-елементною методикою дослідження нелінійного деформування, стійкості та коливальних тонких пружних оболонок при дії термосилових навантажень. Методика базується на геометрично нелінійних співвідношеннях тривимірної теорії термопружності та положеннях моментної схеми скінченних елементів. Тонка пружна оболонка неоднорідної структури моделюється універсальним просторовим ізопараметричним скінченним елементом. Модальний аналіз оболонки реалізується на кожному кроці статичного термосилового навантаження. Для визначення спектру нижчих частот власних коливань оболонок застосовується метод ітерації підпростору. Розглядається квадратна за планом полога сферична панель. Досліджується вплив попереднього нагріву на стійкість і коливання пружної ізотропної оболонки при навантаженні рівномірним тиском. Аналізується поведінка оболонки, що послаблена двома парами перехресних каналів. Розглядається послаблення панелі вузькими і широкими каналами, які можуть бути ексцентрично розташованими відносно серединної поверхні оболонки. Ефективність та адекватність методи

підтверджується порівняльним аналізом розв'язків з результатами, що отримані з використанням сучасних багатфункціональних програмних комплексів ЛІРА-САПР та SCAD. Наведено особливості застосування комплексів до розв'язання розглянутих задач. Аналіз результатів розрахунків дозволить оцінити межі та можливості використання цих програмних комплексів для обґрунтування достовірності розв'язків певних класів задач геометрично нелінійного деформування, втрати стійкості та коливань пружних оболонок.

Ключові слова: пружна оболонка, термосилове навантаження, стійкість, модальний аналіз, універсальний просторовий скінченний елемент, моментна схема скінченних елементів, порівняльний аналіз.

УДК 539.3

Кривенко О.П., Лізунов П.П., Ворона Ю.В., Калашніков О.Б. Порівняльний аналіз стійкості і власних коливань пологих панелей при дії термосилових навантажень // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – Київ: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 49-64.

Проведено порівняльний аналіз розв'язків щодо нелінійного деформування, стійкості та коливань тонких пружних оболонок при дії термосилових навантажень, що отримані за моментною схемою скінченних елементів та з використанням програмних комплексів ЛІРА-САПР та SCAD. Наведено особливості застосування комплексів до розв'язання розглянутих задач.

Табл. 3. Іл. 14. Бібліогр. 24 назв.

UDC 539.3

Krivenko O.P., Lizunov P.P., Vorona Yu.V., Kalashnikov O.B. Comparative analysis of the stability and natural vibrations of shallow panels under the action of thermomechanical loads // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 49-64.

A comparative analysis of solutions for nonlinear deformation, buckling and vibrations of thin elastic shells under the action of thermomechanical loads, obtained using the finite element moment scheme and using the LIRA-SAPR and SCAD software packages, has been carried out. The features of using complexes for solving the problems under consideration are given.

Tabl. 3. Fig. 14. Ref. 24.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, провідний науковий співробітник КРИВЕНКО Ольга Петрівна

Адреса: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, НДІ будівельної механіки

Тел.: +38(044) 245-48-29.

Мобільний тел.: +38(066) 048-32-77

E-mail: olakop@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1623-9679>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівельної механіки ЛІЗУНОВ Петро Петрович

Адреса: 03035 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки

Тел.: +38(044) 245-48-29.

Мобільний тел.: +38(067) 921-70-05

E-mail: lizunov@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-2924-3025>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, завідувач відділу НДІ будівельної механіки ВОРОНА Юрій Володимирович

Адреса: 03035 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, НДІ будівельної механіки

Тел.: +38(044) 245-48-29.

Мобільний тел.: +38(050) 750-13-61

E-mail: vorona.iuv@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-8130-7204>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): здобувач ступеня кандидата технічних наук, кафедра будівельної механіки КАЛАШНИКОВ Олександр Борисович

Адреса: 03035 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки

Тел.: +38(044) 245-48-29

Мобільний тел.: +38(066) 71-88-099

E-mail: kalash2d@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0009-0009-7825-9809>

UDC 539.3

CHOICE OF THE SHAPE IMPERFECTIONS MODEL IN DYNAMICS PROBLEMS OF A LONG FLEXIBLE CYLINDRICAL SHELL SUBJECTED TO FORCE COUPLES

O.O. Lukianchenko,
Doctor of Technical Science

O.V. Geraschenko,
Candidate of Technical Sciences

O.V. Kostina,
Candidate of Technical Sciences

O.M. Paliy,
Candidate of Technical Sciences

*Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitroflotsky ave., Kyiv, Ukraine, 03037*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.65-73

The issue of modeling geometrical imperfections in the dynamics problems of thin-walled shells was little researched. In cases when the natural modes of shell coincided with its buckling modes, the issue of choosing a dangerous imperfection model did not arise. When these shell modes did not coincide, it was important to investigate and compare the effect of different imperfections models on the static and dynamic characteristics of such shells. The choosing the shape imperfections model of a long flexible cylindrical shell subjected to force couples, the natural and buckling modes of which did not coincide, was studied using procedures of the finite element analysis software NASTRAN. The shell wall as a set of plat rectangular elements with six degrees of freedom at the node in the cylindrical coordinate system was modeled. The action of force couples as the concentrated forces were distributed at the nodes of the shell edges in accordance to the presentation of A.S. Volmir. The linear buckling problem and the geometrical nonlinear static analysis of the perfect shell by the Lanzosh method and the Newton-Raphson one were performed, respectively. The long half-waves buckling mode was taken as the first shell imperfections model. The modeling of the second shape imperfections as the first natural mode of the perfect shell using the natural vibration analysis by the Lanzosh method was performed. The different amplitudes of geometrical imperfections in proportion to the shell thickness using a program adapted to this software were set. The results of the geometrical nonlinear static analysis of the imperfect shell by the Newton-Raphson method showed that the shape imperfection model in the form of long half-waves more reduced the values of critical buckling loads. Investigations of natural shell vibrations by the Lanzosh method revealed the same influence of different imperfections models on the natural frequencies and natural forms. We think that the shape imperfections model in the form of long half-waves in studies of forced vibrations and dynamic stability of a long flexible cylindrical shell subjected to force couples will be more effective.

Key words: long flexible cylindrical shell, shape imperfections model, force couple, finite element method, stability, buckling, natural vibrations.

Introduction. Long flexible cylindrical shells are elements of pipelines, aircraft and other structures. The question of their stability under pure bending in two directions was studied [1-4]. For the first time, L. Brazier (1927) considered the geometrically nonlinear dependence of the shell deformation on the moment of the force couples under the assumption that all shell cross-sections are deformed in the same way during bending. Taking into account the formation of local dents, V. Flugge first theoretically investigated the stability of such a shell. In the future, this model of buckling analysis of the cylindrical shell during bending became the prevailing one. It was developed by many researchers, the results of whose works in the well-known monographs of S.P. Timoshenko (1961), A.S. Volmir and others are detailed [2, 4].

The first researchers of the dynamic stability of elastic systems were V.M. Belyaev (1924), N.M. Krylov, N.N. Bogolyubov (1935), V.A. Bodner (1938), V.N. Chalomey (1939) and others. The dynamic stability of cylindrical shells was first investigated by A.N. Markov (1949) and O.D. Oniashvili (1950). But the problem of dynamic stability of long cylindrical shells

under pure bending remains insufficiently investigated. The problem lies in its complexity and the lack of the required number of experimental data.

It is known that the presence of small shape imperfections of thin-walled shells, which arise in the process of their manufacture, transportation and operation, can significantly reduce the critical value of static or dynamic buckling load and lead to emergency situations [1-14]. In the articles [7-10, 11-13], the authors presented a numerical technique that made it possible to estimate the effect of geometric imperfections of cylindrical shells on their bearing capacity under static loads. The first bifurcation mode as a model of shell imperfections under the action of one type of load (surface pressure, axial compression) was taken. When the shell was subjected to a combined load, two cases were considered: when two loads were orthogonal, the imperfection model was formed as the combination of buckling modes of the perfect shell subjected to individual load with the corresponding combination coefficients; when two loads were non-orthogonal – in the deformation form of the shell under operational loads or in the limit state, which by geometrical nonlinear static analysis was obtained.

The issue of modeling the shape imperfections of thin-walled shells in dynamics problems was little studied. In cases when the natural modes of the perfect shells coincided with the bifurcation modes, the question of choosing a of shape imperfection model did not arise. When these shapes do not coincide, it was important to investigate their effect on the dynamic characteristics and the critical dynamic load values. For example, in the article [12], the authors performed a modal and nonlinear dynamic analysis of the stability of the tank shell with variable thickness under surface pressure. The shape imperfections model in the lower bifurcation buckling mode was presented. The study of natural vibrations of the tank shell showed that an increase in the imperfection amplitude led to a slight decrease in the natural frequencies and amplitudes of the natural forms, the number of circumferential full waves in the corresponding modes did not change. Such an imperfections model in studies of the dynamic stability of the tank shell was effective. A significant influence of the shape imperfection amplitude on the critical values of the dynamic load and the corresponding stress-strain state of the shell was observed. In the article [13], the dynamic stability of the hemispherical shell under external pressure was investigated. The first bifurcation buckling form of static stability was taken as the imperfection model. A significant influence of imperfection on the critical values of the dynamic load and the deformation shape of the hemispherical shell had been also shown.

The issue of effective modeling of shape imperfections in problems of statics and dynamics of long flexible cylindrical shells during pure bending remains open. In the article, a comparative analysis of two models of shape imperfections of a long flexible cylindrical shell under force couples in the buckling form of long half-waves and the first natural mode was performed.

Finite-element modeling of a long flexible cylindrical shell with shape imperfections.

Considered a long flexible thin-walled cylindrical shell with a radius $R = 1$ m, length $L = 8$ m and thickness $h = 0,002$ m, made of steel with mechanical characteristics: $E = 2,06 \cdot 10^{11}$ Pa, $G = 0,792 \cdot 10^{11}$ Pa, $\mu = 0.3$. The finite element model of the perfect shell using the software NASTRAN [15] was constructed. The shell wall was modeled by a set of flat rectangular finite elements with six degrees of freedom at the node in the cylindrical coordinate system. The nodes of the two shell ends were subject to restrictions on movement along the radius and tangent and on rotations around the origin. The action of force couples characterizing by the moments of couples were modeled in the form of concentrated forces, which were distributed in the nodes of the shell ends according to the cosine law with constant value F_0 (N) similarly to the presentation of A.S. Volmir [2].

To determine the effective model of geometric imperfections of a long flexible cylindrical shell during pure bending, the problems of static stability and natural vibrations of a perfect shell were solved. First, the problem of stability of the shell under force couples in a linear formulation was solved by the Lanzosh method and the geometrical nonlinear static analysis using the Newton-Raphson method was solved [15]. The first bifurcation buckling mode (Fig. 3 (a)) and the long

half-waves buckling mode (Fig. 3 (b)) were obtained. The authors adopted the long half-waves buckling mode as the first shape imperfection model of the shell. Fig. 3 (c) showed the dependence of the maximum nodal total displacement of the shell on the load step change. This dependence was non-linear and after the loss of shell stability, the unloading curve coincided with the loading curve. The loss of shell stability occurred under the load, which corresponded to the critical normal stress $2,4201 \cdot 10^8$ Pa in compressed zone of the shell.

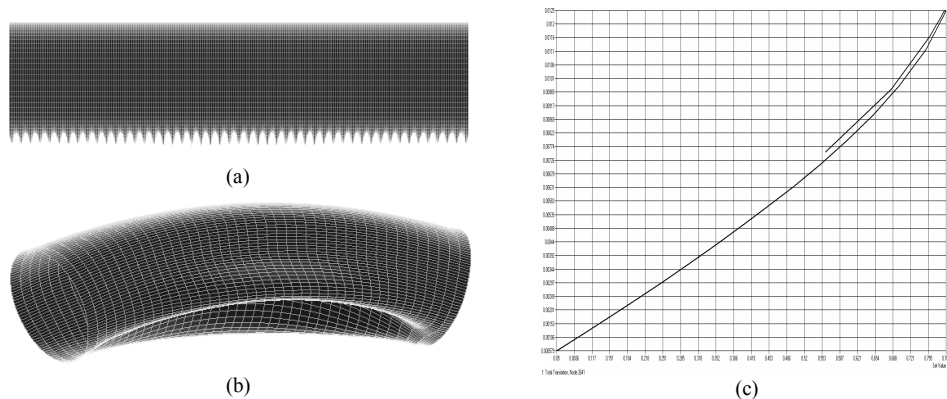


Fig. 1. The first bifurcation buckling mode (a), the long half-waves buckling mode (b), load curve (c) of the perfect shell

The construction of the shape imperfections model as the first natural mode of the shell was considered. For this purpose, the natural vibrations of a perfect shell were calculated using the Lanzosh method [15]. Fig. 2 presented the first five natural modes of the perfect shell and their corresponding natural frequencies. Natural modes had a different number of waves in the circular direction and one half-wave in the longitudinal one.

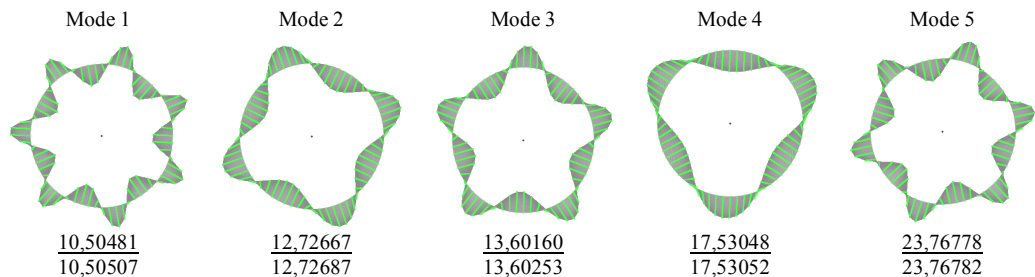


Fig. 2. The first five natural modes and natural frequencies (Hz) of the long perfect cylindrical shell

Thus, the first natural mode of the shell, which has seven waves in the radial direction and one half-wave in the longitudinal one, was taken as the second shape imperfections model of the shell.

The influence of the shape imperfections modes on the shell static stability. The geometrical nonlinear analysis by Newton-Raphson method [15] was performed for half of the cylindrical shell. The half-shell wall using planar rectangular elements with six degrees of freedom at the node was modeled. The nodes of one shell end were subject to restrictions on movement along the radius and tangent and on rotations around the origin. At the nodes, which lay on the symmetry plane of the shell, restrictions were imposed on movements along the generator and on turns around the radius and tangent. The amplitude of the shell imperfections was equal to $\delta = [0,5; 1,0; 1,5; 2,0]h$, $h = 0,002$ m – shell thickness. The action of force couples was modeled for all settings in the form of concentrated forces, which were distributed in the shell end nodes according to the cosine law with $F_0 = 25300$ N. In the tab. 1 the critical

load/stress values (N/Pa) for the shell with different models and amplitudes of shape imperfections were showed. The long half-waves buckling mode of the shell influenced on the critical load/stress greater than the second imperfections model.

Table 1

Critical values of load/stress on the shell with different models and amplitudes of shape imperfections (N/10⁸ Pa)

Shape imperfections model	Amplitudes of shape imperfections ($h=0,002$ m)			
	$\delta=0,5h$	$\delta = h$	$\delta =1,5 h$	$\delta =2 h$
The long half-waves buckling mode	<u>20240</u>	<u>18976</u>	<u>16445</u>	<u>15180</u>
	2,063	1,934	1,676	1,547
The first natural mode	<u>23193</u>	<u>22939</u>	<u>22086</u>	<u>21244</u>
	2,364	2,338	2,251	2,165

As an example, fig. 3 showed the results of the geometrical nonlinear static analysis of the shell with an amplitude $\delta=h$ and $\delta=2h$ of the imperfections, which were modeled in the form of the long half-waves buckling mode (Fig. 1 (a)). The pre-critical behavior of the shell in both cases was similar and nonlinear. Minor nodal deformations in the compressed zone of the shell near its attachment were observed. The maximum deformations had the form of densely located shallow dents in the compression zone of the shell middle. The maximum displacements were 12,5 mm and 10,8 mm for the shell with imperfections amplitude $\delta=h$ and $\delta=2h$, respectively.

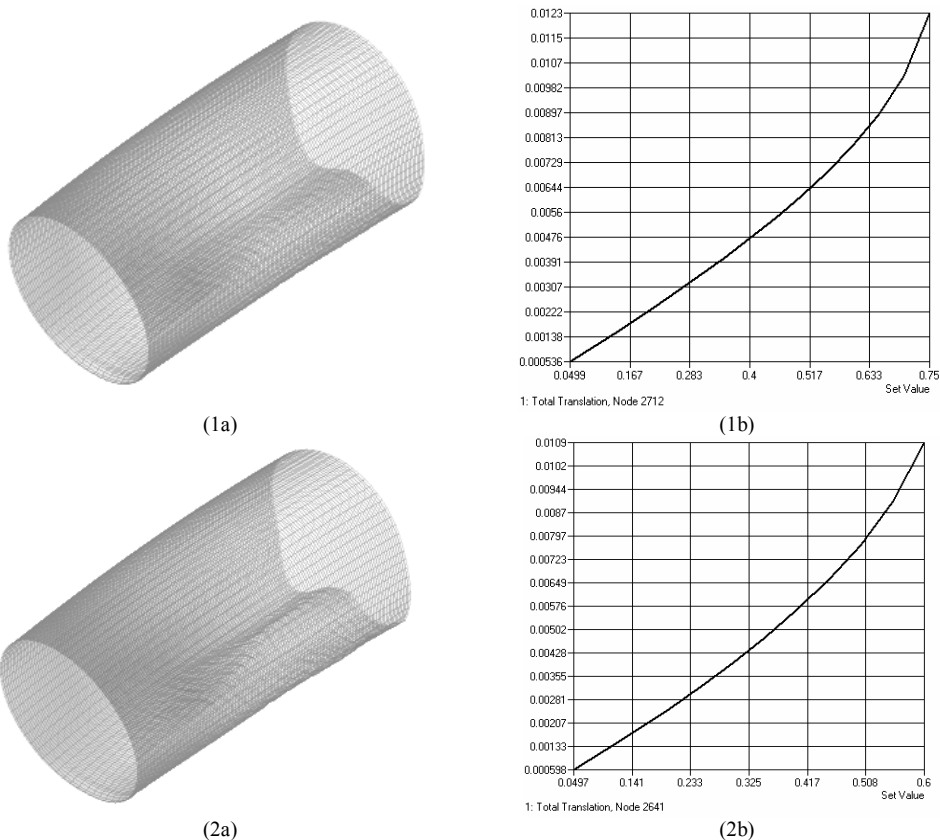


Fig. 3. The shell with imperfections in the form of the long half-waves buckling mode with $\delta=h$ (1) and $\delta=2h$ (2): buckling mode (a), load curve (b)

The results showed that with an increase in imperfections amplitude the critical load decreased maximum on 36,2% compared to the critical load for a perfect shell, the maximum displacement values also decreased.

Fig. 4 showed the results of the geometrical nonlinear analysis of the shell with an imperfections in the form of the first natural mode (Fig. 2), the amplitude of which was equal to $\delta=h$ and $\delta=2h$.

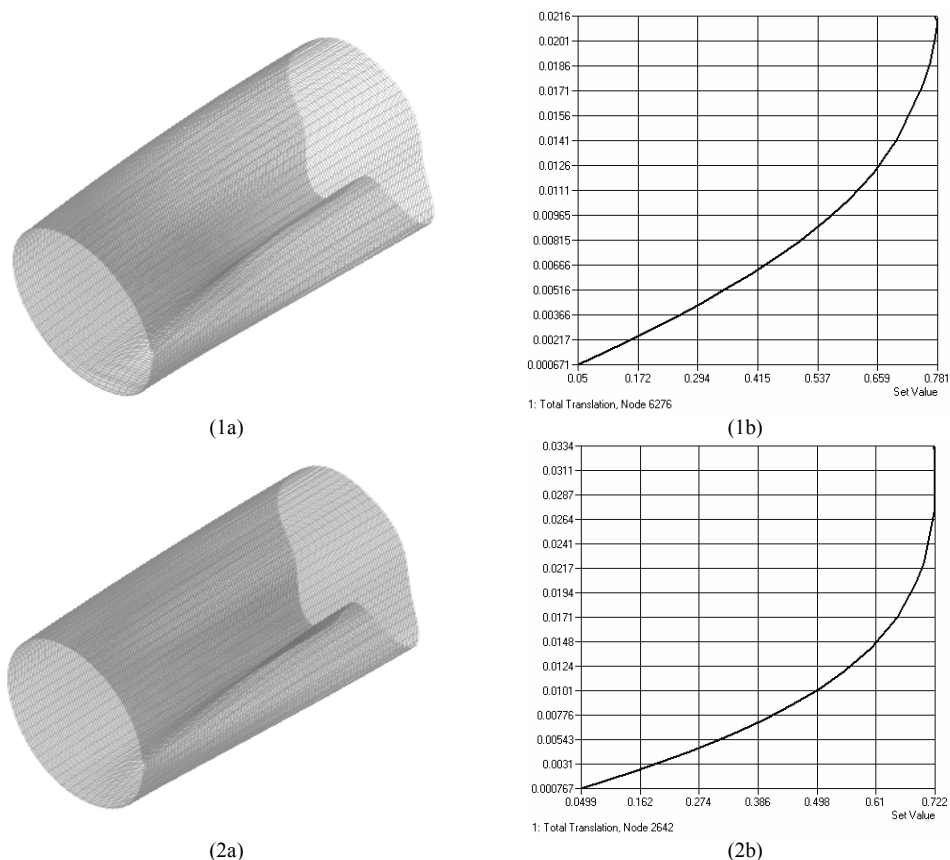


Fig. 4. The shell with imperfections in the form of the first natural mode with $\delta=h$ (1) and $\delta=2h$ (2): buckling mode (a), load curve (b)

It can be seen that the pre-critical behavior of the shell was much more nonlinear than in the case of the shell with the first imperfections model (Fig. 3). The increase in imperfections amplitude also affected the increase in nonlinear behavior of the shell (Fig. 4 (1b), (2b)). Minor deformations in the compressed zone of the shell near its attachment and maximum deformations in the compressed zone of the shell middle in the form of a long half-wave dent were observed. When the shell had lost of stability, the maximum displacements of the shell with imperfections amplitude $\delta=h$ and $\delta=2h$ were 21,6 mm and 33,4 mm, respectively. An increase in the imperfections amplitude reduced the critical load maximum on 10,5% compared to the critical load for a perfect shell, the maximum nodal displacement values increased.

Modal analysis of a long flexible cylindrical shell with different shape imperfections models. The natural vibrations of a flexible cylindrical shell without imperfections were studied by the Lanzosh method [15]. In the tab. 2 the first five natural frequencies of the shell with different models and amplitudes of the shape imperfections were presented.

Table 2

Natural frequencies (Hz) of the shell with different models and amplitudes of shape imperfections

Number frequency	Fist model – long half-waves buckling mode				Second model – the first natural mode			
	Imperfections amplitude				Imperfections amplitude			
	$\delta=0,5h$	$\delta = h$	$\delta =1,5 h$	$\delta =2 h$	$\delta=0,5h$	$\delta = h$	$\delta =1,5 h$	$\delta =2 h$
1	<u>10.50254</u>	<u>10.49721</u>	<u>10.48988</u>	<u>10.48171</u>	<u>10.50380</u>	<u>10.50077</u>	<u>10.49573</u>	<u>10.48867</u>
	10,50358	10,49941	10,49319	10,48576	10,50503	10,50490	10,50467	10,50436
2	<u>12.73322</u>	<u>12.75346</u>	<u>12.78790</u>	<u>12.83655</u>	<u>12.72606</u>	<u>12.72422</u>	<u>12.72113</u>	<u>12.71677</u>
	12,73436	12,75771	12,79716	12,85274	12,72614	12,72538	12,72122	12,71686
3	<u>13.59332</u>	<u>13.56788</u>	<u>13.52743</u>	<u>13.47379</u>	<u>13.60042</u>	<u>13.59689</u>	<u>13.59103</u>	<u>13.58288</u>
	13,59683	13,58134	13,55674	13,52393	13,60135	13,59782	13,59195	13,58380
4	<u>17.54469</u>	<u>17.58733</u>	<u>17.65830</u>	<u>17.75620</u>	<u>17.52856</u>	<u>17.52263</u>	<u>17.51252</u>	<u>17.49805</u>
	17,54516	17,58903	17,66178	17,76269	17,52864	17,52314	17,51423	17,50207
5	<u>23.78734</u>	<u>23.84533</u>	<u>23.94081</u>	<u>24.07174</u>	<u>23.76858</u>	<u>23.77089</u>	<u>23.77501</u>	<u>23.78061</u>
	23,79157	23,86247	23,97943	24,13963	23,76863	23,77103	23,77504	23,78064

We can see that in the case of modeling the shape imperfections of the shell in the form of a long half-waves buckling mode, with an increase in the imperfections amplitude, there was a decrease in the values of the first three natural frequencies and an increase in the fourth and fifth. In the case of modeling the shape imperfection of the shell in the form of the first natural form, with an increase in the imperfections amplitude, there was a decrease in the values of the first four natural frequencies and an increase in the fifth. The maximum decrease and increase in values of natural frequencies did not exceed 1%.

As an example, in fig. 5 presented the first five natural modes of the imperfect shell. The results showed that they had the same type and the same number of waves in the circular direction for different models and amplitudes of shape imperfections. In all productions one half-wave in the longitudinal direction of the shell was observed.

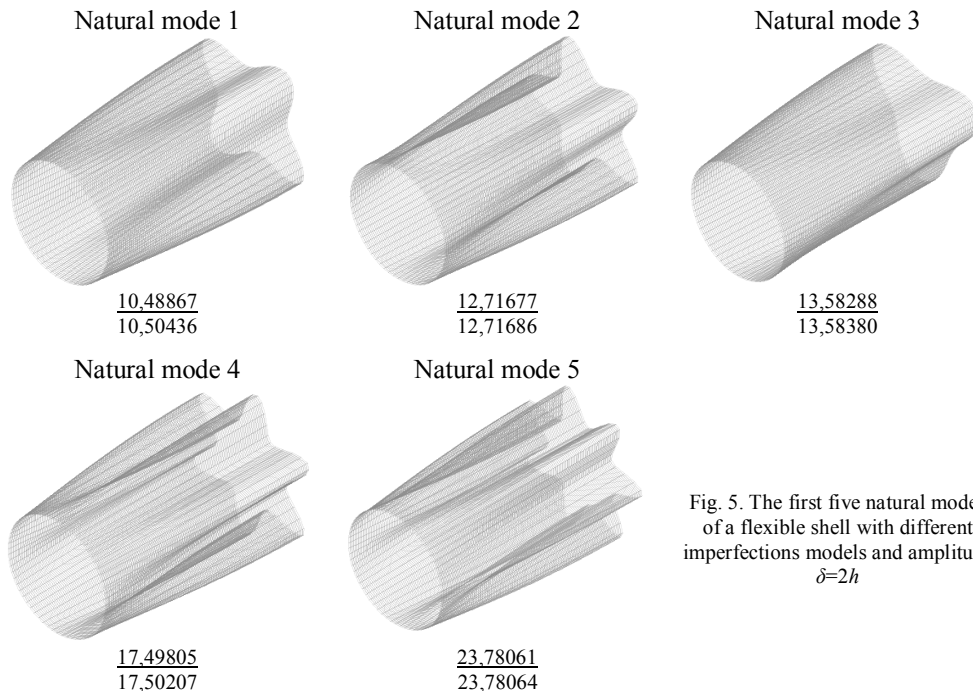


Fig. 5. The first five natural modes of a flexible shell with different imperfections models and amplitude $\delta=2h$

Comparing the natural modes of the shell without (Fig. 2) and with shape imperfections (Fig. 5), we saw that they did not match. Thus, the first natural modes of the perfect shell, which had seven waves in the radial direction (Fig. 2), coincided with the fifth natural mode of the shell with imperfections (Fig. 5).

Conclusion. The choice of shape imperfections model in the problems of forced vibrations and dynamic stability of a long flexible cylindrical shell subjected to force couples is important and necessary. In this article the first step to solving these problems was a comparative assessment of the influence of the different models and the amplitude of the shape imperfections on the static stability and natural vibrations of such a shell. The long half-waves buckling mode and the first natural mode of the perfect shell were taken as the shell imperfections models. The results of the study of the shell with different models and amplitudes of shape imperfections showed that the imperfections model in the form of a long half-waves buckling mode was more effective. In studies of shell natural vibrations, two imperfections models equally affected the natural frequencies and natural modes. We think that the long half-waves buckling mode or a combination of two different imperfections models can be applied to the dynamics problems solving of such a shell.

REFERENCES

1. L.N.Donnel and C.C.Wan Effect of imperfections on the buckling of thin cylinders and coluns under axial compressions//J. Appl. Mech., 1950, 17, No.1, 73-83.
2. Volmir A.S. Ustojchivost deformirovanykh sistem [Stability of deformable systems], M.: Nauka, 1967, 984 s.
3. Ray W. Clough, C.Philip Johnson A finite element approximation for the analysis of thin shells//Int. J. Solids Struct., 1968, 4, No.1, 43-60.
4. Grigolyuk E.I., Kabanov V.V. Ustoichivost obolochek [Shell stability], M.: Nauka, 1978, 359 s.
5. Guliaev V.I., Bazhenov V.A., Gotsulyak E.A., Dekhtyaruk E.S., Lizunov P.P. Ustojchivost periodicheskikh processov v nelinejnykh mekhanicheskikh sistemah [Stability of periodic processes in the nonlinear mechanical systems]. Lviv, Vyschia shkola, 1983, 287s.(rus).
6. Grigorenko Ya.M., Guliaev V.I. Nelyneinye zadachy teoryy obolochek y metody ykh reshenyia (obzor) [Nonlinear tasks of theory of shells and methods of their decision (review)] // Prykladnaia mekhanyka, 1991, T. 27, No.10, 3-23 (rus).
7. Bazhenov V.A., Lukianchenko O.O., Kostina O.V., Gerashchenko O.V. Nonlinear Bending Stability of a Long Flexible Cylindrical Shell with Geometrical Imperfections //Strength of Materials, 2016, 48, No. 2, 308-314.
8. Lukianchenko O.O., Paliy O.M. Chyselne modeliuвання stiikosti parametrychnykh kolyvan tonkostinnoi obolonky raiidnoyi hausovoi kryvyny [Numerical design of vibrations stability of the thin-walled shell with negative radial curvature] // Opir materialiv i teoriia sporud: nauk.-tekh. zbirn., K.: KNUBA, 2018, 101, 45-59 (ukr).
9. Bazhenov V.A., Lukianchenko O.O., Vorona Yu.V., Vabyshchevych O.M. The influence of shape imperfections on the stability of thin spherical shells // Strength of Materials, 2021, 53, No.6, 842-851.
10. Bazhenov V.A., Krivenko O.P., Kozak A.A. Modal analysis of a complex shell structure under operational loads // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and Technical collected articles, K.: KNUBA, 2021, 106, 3-13.
11. Lukianchenko O.O., Kostina O.V., Paliy O.M. Periodichni kolyvania obolonky rezervuaru z realnymy nedoskonalostiamy formy vid dii poverhnevogo tysku [Periodic vibrations of reservoir shell with the real shape imperfections under pressure] // Opir materialiv i teoriia sporud: nauk.-tekh. zbirn., K.: KNUBA, 2022, 108, 255-266 (ukr).
12. Lukianchenko O.O., Gerashchenko O.V., Paliy O.M. Nonlinear dynamic analysis of reservoir shell with modeled shape imperfections // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and Technical collected articles, K.: KNUBA, 2022, 109, 129-140.
13. Lizunov P.P., Lukianchenko O.O., Geraschenko O.V., Kostina O.V. Dynamic stability of a hemispherical shell with shape imperfections // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and Technical collected articles, K.: KNUBA, 2023, 110, 97-107.
14. Krivenko O.P., Lizunov P.P., Vorona Yu.V., Kalashnikov O.B. A Method for Analysis of Nonlinear Deformation, Buckling, and Vibrations of Thin Elastic Shells of an Inhomogeneous Structure // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and Technical collected articles, K.: KNUBA, 2023, 110, 131-149.
15. Rudakov K.N. FEMAP 10.2.0. Heometrycheskoe y konechno-elementnoe modelirovanye konstruktsyi [Geometrical and finite-element design of constructions]б K: NTTU KPY, 2011, 317 s. (rus).

Лук'янченко О.О., Геращенко О.В., Костіна О.В., Палій О.М.

ВИБІР МОДЕЛІ НЕДОСКОНАЛОСТЕЙ ФОРМИ В ЗАДАЧАХ ДИНАМІКИ НАВАНТАЖЕНОЇ ПАРАМИ СИЛ ДОВГОЇ ГНУЧОЇ ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ

В задачах динаміки тонкостінних оболонок питання моделювання недосконалостей їх форм є мало дослідженим. У випадках, коли форми власних коливань оболонок збігаються з формами їх втрати стійкості, питання вибору небезпечної моделі недосконалості оболонок не виникає. Коли ці форми не збігаються, важливо дослідити і порівняти вплив недосконалостей на статичні і динамічні характеристики оболонок. В статті розглянуто питання вибору ефективної моделі недосконалостей форми довгої гнучкої циліндричної оболонки при дії пар сил, форми втрати стійкості і власних коливань якої не співпадають. Дослідження виконано із застосуванням обчислювальних процедур комплексу скінченноелементного аналізу NASTRAN. Стінка оболонки змодельована сукупністю плоских прямокутних скінченних елементів з шістьма степенями вільності у вузлі в циліндричній системі координат. Дія пар сил представлена у вигляді зосереджених сил, які розподілені у вузлах торців оболонки за законом косинуса згідно представленню А.С. Вольміра. Розв'язана задача стійкості оболонки в лінійній постановці методом Ланцоша і нелінійна задача статичної стійкості за допомогою методу Ньютона-Рафсона. Отримано перша біфуркаційна форма втрати стійкості оболонки і форма деформування оболонки в граничному стані у вигляді довгих півхвиль в стиснутої зони стінки. За першу модель недосконалості прийнята форма втрати стійкості по довгим півхвилям. Моделювання недосконалостей у вигляді першої форми власних коливань оболонки виконано за допомогою розв'язання задачі на власні коливання методом Ланцоша. Амплітуда різних моделей недосконалостей задавалась пропорційно до товщини оболонки за допомогою адаптованої до комплексу програми. Результати дослідження статичної стійкості оболонки в нелінійній постановці методом Ньютона-Рафсона показали, що модель недосконалості у вигляді форми втрати стійкості по довгим півхвилям є більш ефективною. Дослідження власних коливань оболонки методом Ланцоша виявили однаковий вплив різних моделей недосконалостей на частоти і форми власних коливань. Вважаємо, що модель у вигляді згину оболонки по довгим півхвилям в дослідженнях вимушених коливань або динамічної стійкості довгої гнучкої циліндричної оболонки при дії пар сил є більш ефективною.

Ключові слова: довга гнучка циліндрична оболонка, недосконалисть форми, пара сил, метод скінченних елементів, стійкість, біфуркація, власні коливання.

УДК 539.3

Лук'янченко О.О., Геращенко О.В., Костіна О.В., Палій О.М. **Вибір моделі недосконалостей форми в задачах динаміки навантаженої парами сил довгої гнучкої циліндричної оболонки**// Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 65-73.

Досліджено вплив різних моделей і амплітуд недосконалостей форми на статичну стійкість і власні коливання довгої гнучкої циліндричної оболонки з урахуванням дії пар сил. За моделі недосконалостей прийнято форма втрати стійкості оболонки у вигляді довгої півхвилі та перша форма власних коливань досконалої оболонки. Задача власних коливань та геометрична нелінійна задача статичної оболонки досліджено методами Ланцоша та Ньютона-Рафсона відповідно. За модель недосконалостей в задачах вимушених коливань і динамічної стійкості даної оболонки може бути прийнята модель у вигляді довгої півхвилі або комбінація двох різних моделей недосконалостей.

Табл. 2. Іл. 5. Бібліогр. 15 назв.

UDC 539.3

Lukianchenko O.O., Geraschenko O.V., Kostina O.V., Paliy O.M. **Choice of the shape imperfections model in dynamics problems of a long flexible cylindrical shell subjected to force couples** // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 65-73.

Influence of the different models and the amplitudes of the shape imperfections of a long flexible cylindrical shell subjected to force couples on the static stability and natural vibrations was investigated. The long half-waves buckling mode and the first natural mode of the perfect shell were taken as the shape imperfections models. The problem of natural vibrations and the geometrical nonlinear static analysis of the shell were performed by the Lanzosh method and the Newton-Raphson one, respectively. The long half-waves buckling mode or a combination of two different imperfections models can be applied to the solving of forced vibrations and dynamic stability of such a shell.

Tab. 2. Fig. 5. Ref. 15.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, провідний науковий співробітник НДІ будівельної механіки КНУБА, професор кафедри будівельної механіки КНУБА, ЛУК'ЯНЧЕНКО Ольга Олександрівна.

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ЛУК'ЯНЧЕНКО Ользі Олександрівні.

Тел.: +38(044) 241-54-20

Мобільний тел.: +38(095) 727-18-25

E-mail: lukianchenko.oo@knuba.edu.ua, lukianch0907@meta.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-1794-6030>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, провідний науковий співробітник НДІ будівельної механіки КНУБА, ГЕРАЩЕНКО Олег Валерійович.

Адреса: 03680, Київ, Повітрофлотський пр. 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ГЕРАЩЕНКУ Олегу Валерійовичу.

Тел.: +38(044)248-30-40

Мобільний тел.: +38(095)661-6052

E-mail: olg_guera@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-1951-4805>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри будівельної механіки КНУБА, КОСТИНА Олена Володимирівна.

Адреса: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, КОСТИНІЙ Олені Володимирівні.

Тел.: +38(044) 241-54-20

Мобільний тел.: +38(098) 275-19-93

E-mail: kostina.ov@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-6692-6231>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри теоретичної механіки КНУБА, ПАЛІЙ Оксана Миколаївна.

Адреса: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ПАЛІЙ Оксані Миколаївні.

Тел.: +38(044) 241-55-72

Мобільний тел.: +38(067) 236-39-85

E-mail: paliy.om@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-5958-4862>

UDC 624.074.04

STABILITY OF CYLINDRICAL ANISOTROPIC COMPOSITE SHELLS UNDER TORSION IN A THREE-DIMENSIONAL FORMULATION

V.M. Trach,

Doctor of Technical Science

A.V. Podvorny, i,

Candidate of Technical Science

*National University of Water and Environmental Engineering,
Rivne, Soborna str., 11, 33028*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.74-86

The calculation of cylindrical anisotropic layered composite shells under the action of end torques in a spatial setting is considered. The considered anisotropy is characterized by one plane of the material's elastic characteristics. To derive three-dimensional systems of equations of subcritical equilibrium and stability of the spatial theory of elasticity, a modification of the Hu-Washizu variational principle was used. Solving the problems of the pre-critical stress-strain state and stability is carried out using the Bubnov-Galyorkin methods, discrete Fourier transforms and numerical discrete orthogonalization. The problem of stability of an anisotropic cylindrical thick-walled shell with an increase in the number of cross-reinforced layers is considered, depending on the angle of rotation of the main directions of elasticity of the material and the direction of torque application.

Key words: anisotropic cylindrical shell, three-dimensional setting, torsional stability.

Introduction

A small number of works are devoted to solving problems of the stability of shells made of composite materials, most of which are based on the use of two-dimensional classical or refined theories [1, 15, 16]. This leads to the fact that for thin shells, the low shear stiffness and in homogeneity of the material along the thickness are either not taken into account at all, or not taken into account to the full extent. On the other hand, the geometric parameters of shells made of modern materials do not always meet the conditions of applicability of both classical and refined versions of the theory of shells. Therefore, the study of the stability of composite shell structures in a three-dimensional setting [5, 6] is expedient and relevant.

Analysis of recent research and publications. In the works devoted to the calculation of the stability of shell structures in a spatial setting [5, 6, 7], attention is focused on isotropic and orthotropic shells. The use of materials with this degree of anisotropy narrows the class of application of such composite structures. Note that when forming shell systems from fibrous composites by winding them on mandrels, a discrepancy arises between the main directions of elasticity of the orthotropic material and the axes of the curvilinear coordinate system of the shells (Fig. 1). The material of such a structure in the axes of the shell must be considered as having one plane of elastic symmetry, which is parallel to the middle surface [1, 3, 4, 10–15]. The lack of works devoted to a comprehensive analysis of the stability of shell structures made of materials whose elastic properties have one plane symmetry is associated with the difficulties that arise when compiling their solving models, which is caused by the interconnectedness of deformations of tension (compression), shear, bending and torsion. However, taking these features into account makes it possible to design shell systems from modern materials while ensuring the design bearing capacity.

The aim of the study. The presented paper shows approaches to obtaining three-dimensional equations of the subcritical stress-strain state and stability of cylindrical anisotropic layered cylindrical shells in the spatial formulation of the theory of elasticity based on the modification of the functional of the generalized Hu-Washizu principle. The solution of the system of equations of the stress-strain state is carried out by combining the numerical methods of direct and discrete orthogonalization, the system of stability equations is

solved by the joint application of the Bubnov-Galyorkin method and numerical discrete orthogonalization. Coordination of subcritical stress components determined by the method of straight lines with the procedure of the Bubnov-Galyorkin method when solving the stability problem occurs using the method of discrete Fourier transformations. Using the presented methods, the stability of cylindrical thin anisotropic layered shells made of material with one plane of elastic symmetry under the action of end shear loads simulating external torques was investigated.

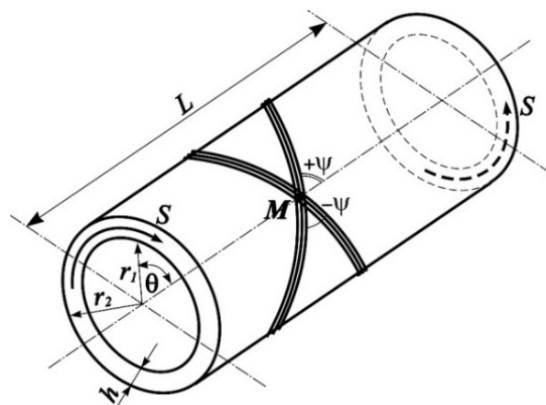


Fig. 1. Cylindrical non-thin anisotropic shell under torsion

1. Statement of the problem and method of solution

1.1. The problem of the subcritical stress-strain state

1.1.1. Hu-Washizu variational principle. In accordance with the variational principle of Hu-Washizu [17], the equilibrium equation, elasticity ratio (equation of state), geometric ratios and corresponding boundary conditions can be obtained from the condition of functional stationarity Π_1 , which is defined with integral:

$$\Pi_1 = \left\{ \iiint_V \left[W(e_{ij}) - T(u_i) + \Phi(u_i) - \sigma_{ij} \left[e_{ij} - \frac{1}{2}(u_{i;j} + u_{j;i}) \right] \right] dV + \iint_{S_1} \Psi(u_i) dS - \iint_{S_2} p_i (u_i - \bar{u}_i) \right\} dS. \quad (1)$$

Here, displacements u_i , deformations e_{ij} , stresses σ_{ii} , stresses p_i on the surface S_2 caused by displacements vary without additional conditions \bar{u}_i . Also in this functional $W(e_{ij})$ – potential energy of deformation, $T(u_i)$ – kinetic energy, $\Phi(u_i)$, $\Psi(u_i)$ – potentials of volumetric and surface loads, u_i – components of the displacement vector, a semicolon before the parameters i, j the covariant derivative along the coordinate with the corresponding index $i, j, k = 1, 2, 3$.

Potential energy of deformation in the vector-matrix representation is written as follows

$$W(e_{ij}) = \frac{1}{2} \varepsilon^T B \varepsilon, \quad (2)$$

where $\varepsilon^T = (\varepsilon_{zz}, \varepsilon_{\theta\theta}, \varepsilon_{rr}, 2\varepsilon_{r\theta}, 2\varepsilon_{rz}, 2\varepsilon_{z\theta})$ is the vector of deformations, B is the matrix coefficients of elasticity.

If we enter the stress vector $\sigma^T = (\sigma_{zz}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{rr}, \tau_{r\theta}, \tau_{rz}, \tau_{z\theta})$ then from the condition of stationarity $\delta\Pi_1$, we get the following equations:

$$\sigma = B\varepsilon; \quad (3)$$

$$\varepsilon = \varepsilon(u); \quad (4)$$

$$\sigma_{ij;j} + f_i = 0 \quad (5)$$

and also boundary conditions $\sigma_{ij}n_j = \bar{F}_i$ on the surface S_1 and displacement $u_i = \bar{u}_i$ and stress $p_i = \sigma_{ij}n_j$ on the S_2 surface.

In ratios for deformations (4) the relationship between deformations and displacements is presented. Reversed to ratios elasticity (3) dependencies deformations from tensions let's introduce as

$$\varepsilon = A\sigma, \quad (6)$$

where matrix $A = B^{-1}$.

Coefficients matrices A let's mark through a_{ij} , a matrices $B - b_{ij}$ ($i, j = \overline{1,6}$). Matrices A and B – symmetric, since $a_{ij} = a_{ji}$, $b_{ij} = b_{ji}$. In the future, the relationship between the matrices A and B is also established.

1.1.2. Modified mixed variational principle. Let us follow the path presented in [13, 14, 16] to derive the modified Hu-Washizu mixed variational principle and divide vectors σ and ε on two parts, in order to

$$\sigma_1^T = (\sigma_{rr}, \tau_{r\theta}, \tau_{rz}); \quad \sigma_2^T = (\sigma_{zz}, \sigma_{\theta\theta}, \tau_{z\theta}); \quad \varepsilon_1^T = (\varepsilon_{rr}, \varepsilon_{r\theta}, \varepsilon_{rz}); \quad \varepsilon_2^T = (\varepsilon_{zz}, \varepsilon_{\theta\theta}, \varepsilon_{z\theta}). \quad (7)$$

To shorten ratio entries elasticity (6) will be record in matrix form

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{bmatrix}, \quad (8)$$

where for blocks A_{ij} , according to the accepted division (7), with matrices A in (6) for an anisotropic material whose elastic properties are in one plane, we will get:

$$A_{11} = \begin{bmatrix} a_{33} & 0 & 0 \\ 0 & a_{44} & a_{45} \\ 0 & a_{45} & a_{55} \end{bmatrix}; \quad A_{12} = \begin{bmatrix} a_{31} & a_{32} & a_{36} \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad A_{21} = \begin{bmatrix} a_{13} & 0 & 0 \\ a_{23} & 0 & 0 \\ a_{36} & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad A_{22} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{16} \\ a_{12} & a_{22} & a_{26} \\ a_{16} & a_{26} & a_{66} \end{bmatrix}. \quad (9)$$

After simple mathematical transformations the expression for $W(e_{ij})$ will be presented in the form:

$$W_1 = W(\sigma_1, \varepsilon_2) - \sigma_{ij} (\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij}(u)) = -\frac{1}{2} \sigma_1^T B_{11}^{-1} \sigma_1 - \frac{1}{2} \varepsilon_2^T (B_{22} - B_{12}^T B_{11}^{-1} B_{12}) \varepsilon_2 + \\ + (\varepsilon_1^T(u) + \varepsilon_2^T(u) B_{12}^T B_{11}^{-1}) \sigma_1 + \varepsilon_2^T(u) (B_{22} - B_{12}^T B_{11}^{-1} B_{12}) \varepsilon_2. \quad (10)$$

In accordance with (1), we write down the potential of surface loads

$$\iint_{S_1} \Psi(u_i) dS_1 - \iint_{S_2} p_i (u_i - \bar{u}_i) dS_2 = \iint_{S_1} [(q_r^- u_r + q_\theta^- u_\theta + q_z^- u_z, h_1, t) + \\ + (q_r^+ u_r + q_\theta^+ u_\theta + q_z^+ u_z, h_{n+1}, t)] dS_1 - \iint_{S_2} p_i (u_i - \bar{u}_i) dS_2. \quad (11)$$

Here u_r, u_θ, u_z are displacements coinciding with the axes of the adopted cylindrical coordinate system (Fig. 1); h_1 and h_2 are the thicknesses of the first and $n+1$ shell layers.

We will also perform the variation of the potential of surface loads (11), after which we will obtain the variation of the work of external forces

$$\delta \iint_{S_1} \Psi(u_i) dS_1 = \iint_{S_1} (q_r \delta u_r + q_\theta \delta u_\theta + q_z \delta u_z) dS_1 + \iint_{S_2} \sum_{i=1}^3 p_i (\delta u_i - \delta \bar{u}_i) dS_2, \quad (12)$$

where $q_r = q_r^- + q_r^+$, $q_\theta = q_\theta^- + q_\theta^+$, $q_z = q_z^- + q_z^+$, and $p_i = 0$ for $i = \overline{1,3}$.

Let's write the final form of the functional Π_1 presented in (1) in the form

$$\Pi_1 = \iiint_V [W(\sigma_1, \varepsilon) - T(u_i)] dV - \iint_{S_1} \Psi(u_i) dS_1 - \iint_{S_2} p_i (u_i - \bar{u}_i) dS_2. \quad (13)$$

The variation of the functional (13), due to the change in the components of the vector of displacements u and stresses σ_1 , takes the form

$$\delta \Pi_1 = \iiint_V \left[-\frac{1}{2} \sigma_1^T B_{11}^{-1} \sigma_1 + (\varepsilon_1^T(u) + \varepsilon_2^T(u) B_{12}^T B_{11}^{-1}) \sigma_1 - \frac{1}{2} G_1^T B_{11}^{-1T} \sigma_1 - \frac{1}{2} G_1 B_{11}^{-1T} \sigma_1^T \right] \delta \sigma_1 -$$

$$-\left[\frac{1}{2}\varepsilon_2^T(B_{22}-B_{12}^TB_{11}^{-1}B_{12})\varepsilon_2\right]\delta\varepsilon_2+\left[\varepsilon_2^T(u)(B_{22}-B_{12}^TB_{11}^{-1}B_{12})\varepsilon_2-(\varepsilon_1^T(u)+\varepsilon_2^T(u)B_{12}^TB_{11}^{-1}T)G_1\right]\delta u - \\ -T(u)\delta u\}dV+\iint_{S_1}(\psi(u)\delta u)dS_1-\iint_{S_2}p_i(u-\bar{u})\delta pdS_2. \quad (14)$$

For further derivation, we will use linear geometric relations in the form [9]

$$e_{zz}^i=\frac{\partial u_z^i}{\partial z}; \quad e_{\theta\theta}^i=\frac{1}{r}u_r^i; \quad e_{rr}^i=\frac{\partial u_r^i}{\partial r}; \quad e_{z\theta}^i=\frac{\partial u_\theta^i}{\partial z}+\frac{1}{r}\frac{\partial u_z^i}{\partial \theta}; \quad e_{rz}^i=\frac{\partial u_r^i}{\partial z}+\frac{\partial u_z^i}{\partial r}; \\ e_{r\theta}^i=\frac{\partial u_\theta^i}{\partial r}-\frac{1}{r}u_\theta^i+\frac{1}{r}\frac{\partial u_r^i}{\partial \theta}. \quad (15)$$

Here $e_{zz}^i, e_{\theta\theta}^i, e_{rr}^i$ are relative linear deformations along the directions of the coordinate axes r, θ, z and $e_{z\theta}^i, e_{rz}^i, e_{r\theta}^i$ are relative shear deformations tangential to the corresponding coordinate surface, u_z^i, u_θ^i, u_r^i are linear displacements in the directions of the indicated axes, i – the shell layer number.

From the condition of stationarity (14), using expressions for stresses, displacements, geometric ratios (15), as well as variations in the work of external forces (12) and equating expressions for independent variations of stresses and displacements in the integral over the volume V to zero, we obtain system of differential equations in the form

$$\frac{\partial \sigma_{rr}^i}{\partial r}=-\frac{c_{23}^i+1}{r}\sigma_{rr}^i-\frac{\partial \tau_{rz}^i}{\partial z}-\frac{1}{r}\frac{\partial \tau_{r\theta}^i}{\partial \theta}+\frac{c_{22}^i}{r^2}u_r^i+\frac{c_{12}^i}{r}\frac{\partial u_z^i}{\partial z}+\frac{c_{26}^i}{r^2}\frac{\partial u_z^i}{\partial \theta}+\frac{c_{26}^i}{r}\frac{\partial u_\theta^i}{\partial z}+\frac{c_{22}^i}{r^2}\frac{\partial u_\theta^i}{\partial \theta}+q_r; \\ \frac{\partial \tau_{rz}^i}{\partial r}=c_{13}^i\frac{\partial \sigma_{rr}^i}{\partial z}-\frac{1}{r}\tau_{rz}^i-\frac{c_{12}^i}{r}\frac{\partial u_r^i}{\partial z}-c_{11}^i\frac{\partial^2 u_z^i}{\partial z^2}-\frac{c_{66}^i}{r^2}\frac{\partial^2 u_z^i}{\partial \theta^2}-\frac{c_{12}^i+c_{66}^i}{r}\frac{\partial^2 u_\theta^i}{\partial z\partial \theta}+ \\ +\frac{c_{36}^i}{r}\frac{\partial \sigma_{rr}^i}{\partial \theta}-\frac{c_{26}^i}{r^2}\frac{\partial u_r^i}{\partial \theta}-\frac{2c_{16}^i}{r}\frac{\partial^2 u_z^i}{\partial z\partial \theta}-c_{16}^i\frac{\partial^2 u_\theta^i}{\partial z^2}-\frac{c_{26}^i}{r^2}\frac{\partial^2 u_\theta^i}{\partial \theta^2}+q_z; \\ \frac{\partial \tau_{r\theta}^i}{\partial r}=\frac{c_{23}^i}{r}\frac{\partial \sigma_{rr}^i}{\partial \theta}-\frac{2}{r}\tau_{r\theta}^i-\frac{c_{22}^i}{r^2}\frac{\partial u_r^i}{\partial \theta}-\frac{c_{12}^i+c_{66}^i}{r}\frac{\partial^2 u_z^i}{\partial z\partial \theta}-c_{66}^i\frac{\partial^2 u_\theta^i}{\partial z^2}-\frac{c_{22}^i}{r^2}\frac{\partial^2 u_\theta^i}{\partial \theta^2}+ \\ +c_{36}^i\frac{\partial \sigma_{rr}^i}{\partial z}-\frac{c_{26}^i}{r}\frac{\partial u_r^i}{\partial z}-c_{16}^i\frac{\partial^2 u_z^i}{\partial z^2}-\frac{c_{26}^i}{r^2}\frac{\partial^2 u_z^i}{\partial \theta^2}-\frac{2c_{26}^i}{r}\frac{\partial^2 u_\theta^i}{\partial z\partial \theta}+q_\theta; \\ \frac{\partial u_r^i}{\partial r}=c_{33}^i\sigma_{rr}^i+\frac{c_{23}^i}{r}u_r^i+c_{13}^i\frac{\partial u_z^i}{\partial z}+\frac{c_{36}^i}{r}\frac{\partial u_z^i}{\partial \theta}+c_{36}^i\frac{\partial u_\theta^i}{\partial z}+\frac{c_{23}^i}{r}\frac{\partial u_\theta^i}{\partial \theta}; \\ \frac{\partial u_z^i}{\partial r}=a_{55}^i\tau_{rz}^i+a_{45}^i\tau_{r\theta}^i-\frac{\partial u_r^i}{\partial z}; \quad \frac{\partial u_\theta^i}{\partial r}=a_{45}^i\tau_{rz}^i+a_{44}^i\tau_{r\theta}^i-\frac{1}{r}\frac{\partial u_r^i}{\partial \theta}+\frac{1}{r}u_\theta^i. \quad (16)$$

Here r is the radius of the cylinder, which does not depend on the coordinates z and θ ; $\sigma_{rr}^i, \tau_{rz}^i, \tau_{r\theta}^i$ – stress tensor components (7); u_z^i, u_θ^i, u_r^i – movement of the shell in the directions of axes z, θ, r respectively. Steels c_{kl}^i ($k, l=1, 2, 3, 6$) are characteristics of the material of the shell layer, which are determined using mechanical constants a_{kl} [8]:

$$c_{11}^i=\frac{1}{|A_{22}^i|}\left(a_{22}^ia_{66}^i-a_{26}^{i2}\right); \quad c_{12}^i=\frac{1}{|A_{22}^i|}\left(a_{16}^ia_{26}^i-a_{12}^ia_{66}^i\right); \\ c_{22}^i=\frac{1}{|A_{22}^i|}\left(a_{11}^ia_{66}^i-a_{16}^{i2}\right); \quad c_{16}^i=\frac{1}{|A_{22}^i|}\left(a_{12}^ia_{26}^i-a_{22}^ia_{16}^i\right);$$

$$\begin{aligned}
c_{26}^i &= \frac{1}{|A_{22}^i|} (a_{12}^i a_{16}^i - a_{11}^i a_{26}^i); & c_{66}^i &= \frac{1}{|A_{22}^i|} (a_{11}^i a_{22}^i - a_{12}^{i2}); \\
|A_{22}^i| &= a_{66}^i (a_{11}^i a_{22}^i - a_{12}^{i2}) + a_{26}^i (a_{12}^i a_{16}^i - a_{11}^i a_{26}^i) + a_{16}^i (a_{12}^i a_{26}^i - a_{22}^i a_{16}^i); \\
c_{13}^i &= a_{13}^i c_{11}^i + a_{23}^i c_{12}^i + a_{36}^i c_{16}^i; & c_{23}^i &= a_{13}^i c_{12}^i + a_{23}^i c_{22}^i + a_{36}^i c_{26}^i; \\
c_{36}^i &= a_{13}^i c_{16}^i + a_{23}^i c_{26}^i + a_{36}^i c_{66}^i; & c_{33}^i &= a_{33}^i - (a_{13}^i c_{13}^i + a_{23}^i c_{23}^i + a_{36}^i c_{36}^i). \quad (17)
\end{aligned}$$

Thus, when using the variational equation (14), a heterogeneous three-dimensional system (16) is derived from six differential equations of equilibrium of the linear theory of elasticity. It is written in partial derivatives with respect to six components of the amplitude values of the vectors $\sigma_1^T = (\sigma_{rr}, \tau_{r\theta}, \tau_{rz})$ and $u^T = (u_r, u_\theta, u_z)$ and is used to study the stress-strain state of anisotropic non-thin composite cylindrical shells. To obtain it, the modified Hu-Washizu variational principle was used, which allows writing down the boundary conditions corresponding to the equations.

The generalized Hooke's law based on (3) and (6) and taking into account notations (7) and (17) can be written as:

$$\begin{aligned}
\sigma_{zz}^i &= c_{11}^i e_{zz}^i + c_{12}^i e_{\theta\theta}^i + c_{16}^i e_{z\theta}^i - c_{13}^i \sigma_{rr}^i; \\
\sigma_{\theta\theta}^i &= c_{12}^i e_{zz}^i + c_{22}^i e_{\theta\theta}^i + c_{26}^i e_{z\theta}^i - c_{23}^i \sigma_{rr}^i; \\
\tau_{z\theta}^i &= c_{16}^i e_{zz}^i + c_{26}^i e_{\theta\theta}^i + c_{66}^i e_{z\theta}^i - c_{36}^i \sigma_{rr}^i; \\
e_{rr}^i &= c_{13}^i e_{zz}^i + c_{23}^i e_{\theta\theta}^i + c_{36}^i e_{z\theta}^i + c_{33}^i \sigma_{rr}^i; \\
e_{rz}^i &= a_{45}^i \tau_{r\theta}^i + a_{55}^i \tau_{rz}^i; & e_{r\theta}^i &= a_{44}^i \tau_{r\theta}^i + a_{45}^i \tau_{rz}^i. \quad (18)
\end{aligned}$$

The solution of system (16), in the case of torsion, must meet the conditions on the lateral surfaces:

at $r = r_1$

$$\sigma_{rr}^0(r_1, z, \theta) = 0; \quad \tau_{rz}^0(r_1, z, \theta) = 0; \quad \tau_{r\theta}^0(r_1, z, \theta) = 0;$$

and $r = r_2$

$$\sigma_{rr}^n(r_2, z, \theta) = 0; \quad \tau_{rz}^n(r_2, z, \theta) = 0; \quad \tau_{r\theta}^n(r_2, z, \theta) = 0. \quad (19)$$

Conditions at the ends at $z = 0$, $z = L$ (Fig. 1), for example

$$\tau_{z\theta} = \tau_{z\theta}^l, \quad \tau_{rz} = u_z = 0. \quad (20)$$

Conditions for rigid contact of layers for stresses and displacements:

$$\begin{aligned}
\sigma_{rr}^i(r_i) &= \sigma_{rr}^{i+1}(r_i); & \tau_{rz}^i(r_i) &= \tau_{rz}^{i+1}(r_i); & \tau_{r\theta}^i(r_i) &= \tau_{r\theta}^{i+1}(r_i); \\
u_r^i(r_i) &= u_r^{i+1}(r_i); & u_z^i(r_i) &= u_z^{i+1}(r_i); & u_\theta^i(r_i) &= u_\theta^{i+1}(r_i). \quad (21)
\end{aligned}$$

Here i is the number of the shell layer, $\tau_{z\theta}^l$ the shear stress distributed on its ends corresponding to the applied twisting moment.

1.1.3. Research methodology. One of the numerical methods that allows reducing the dimensionality of system (16) is the method of straight lines [2, 4, 11]. Given that in the work we will consider only cases of axisymmetric deformation, we will reduce the thus obtained two-dimensional system of partial differential equations based on (16) to a one-dimensional system of ordinary differential equations by replacing the coordinate derivatives with difference relations z .

After simple mathematical operations [11], dependencies (16) are transformed into a one-dimensional system of the order $6n$ of ordinary differential equations with respect to the derivative on the coordinate r , which in abbreviated notation has the form

$$\frac{d\bar{y}}{dr} = T(r)\bar{y}, \quad (22)$$

where accepted $\bar{y} = \left\{ \sigma_{rr}^1; \tau_{rz}^1; \tau_{r\theta}^1; u_r^1; u_z^1; u_\theta^1; \dots; \sigma_{rr}^{n-1}; \tau_{rz}^{n-1}; \tau_{r\theta}^{n-1}; u_r^{n-1}; u_z^{n-1}; u_\theta^{n-1}; \sigma_{rr}^n; \tau_{rz}^n; \tau_{r\theta}^n; u_r^n; u_z^n; u_\theta^n \right\}$ with boundary conditions (19); $T(r)$ – matrix of coefficients with unknown stress and displacement components, n – the number of equidistant straight lines (cross-sections) that divide the interval of the change of the derivatives by the coordinate along the generating line z .

The solution of the one-dimensional problem obtained in this way about the subcritical stress-strain state of an anisotropic non-thin layered cylindrical shell during torsion is carried out using the numerical method of discrete orthogonalization [1, 4].

1.2. The problem of stability

1.2.1. Modified mixed variational principle. To obtain the system of stability equations, we will use the elastic functional $W(e_{ij})$ (10) and use the following expansions in the form [9]:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_1^0 + \alpha \sigma_1^{(1)} + \alpha^2 \sigma_1^{(2)}; \\ \varepsilon_1 &= \varepsilon_1^0 + \alpha \varepsilon_1^{(1)} + \alpha^2 \varepsilon_1^{(2)}; \\ \varepsilon_2 &= \varepsilon_2^0 + \alpha \varepsilon_2^{(1)} + \alpha^2 \varepsilon_2^{(2)}. \end{aligned} \quad (23)$$

Here, the parameters of the stress-strain state with zero are subcritical values of strains and stresses; with indices (1) – disturbed; with indices (2) – also, only in a square; α – an infinitely small constant that is independent of coordinates.

Substituting (23) into (10) and performing the appropriate transformations, we obtain the following expression of the potential energy of deformation

$$\begin{aligned} W_1 &= -\frac{1}{2} \left(\sigma_1^0 + \alpha \sigma_1^{(1)} + \alpha^2 \sigma_1^{(2)} \right)^T B_{11}^{-1} \left(\sigma_1^0 + \alpha \sigma_1^{(1)} + \alpha^2 \sigma_1^{(2)} \right) - \\ &- \frac{1}{2} \left(\varepsilon_2^0 + \alpha \varepsilon_2^{(1)} + \alpha^2 \varepsilon_2^{(2)} \right)^T \left(B_{22} - B_{12}^T B_{11}^{-1} B_{12} \right) \left(\varepsilon_2^0 + \alpha \varepsilon_2^{(1)} + \alpha^2 \varepsilon_2^{(2)} \right) + \\ &+ \left[\left(\varepsilon_1^0 + \alpha \varepsilon_1^{(1)} + \alpha^2 \varepsilon_1^{(2)} \right)^T + \left(\varepsilon_2^0 + \alpha \varepsilon_2^{(1)} + \alpha^2 \varepsilon_2^{(2)} \right)^T B_{12}^T B_{11}^{-1} \right] \times \\ &\times \left(\sigma_1^0 + \alpha \sigma_1^{(1)} + \alpha^2 \sigma_1^{(2)} \right) + \left(\varepsilon_2^0 + \alpha \varepsilon_2^{(1)} + \alpha^2 \varepsilon_2^{(2)} \right)^T \times \left(B_{22} - B_{12}^T B_{11}^{-1} B_{12} \right) \left(\varepsilon_2^0 + \alpha \varepsilon_2^{(1)} + \alpha^2 \varepsilon_2^{(2)} \right). \end{aligned} \quad (24)$$

After substituting (24) into (1) from the condition of stationarity of the variation of the functional (1) caused by the change in the components of the vector of displacements u and stresses σ_1 , when using expressions for stresses $\sigma_1^T = (\sigma_{rr}, \tau_{r\theta}, \tau_{rz})$, displacements $u^T = (u_r, u_\theta, u_z)$, and geometric ratios in the form [9]

$$\begin{aligned} \varepsilon_{zz}^{(1)} &= \frac{\partial u_z^{(1)}}{\partial z}; \quad \varepsilon_{\theta\theta}^{(1)} = \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta^{(1)}}{\partial \theta} + \frac{1}{r} u_r^{(1)}; \quad \varepsilon_{rr}^{(1)} = \frac{\partial u_r^{(1)}}{\partial r}; \quad \varepsilon_{z\theta}^{(1)} = \frac{\partial u_\theta^{(1)}}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_z^{(1)}}{\partial \theta}; \\ \varepsilon_{rz}^{(1)} &= \frac{\partial u_r^{(1)}}{\partial z} + \frac{\partial u_z^{(1)}}{\partial r}; \quad \varepsilon_{r\theta}^{(1)} = \frac{\partial u_\theta^{(1)}}{\partial r} - \frac{1}{r} u_\theta^{(1)} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r^{(1)}}{\partial \theta}, \end{aligned} \quad (25)$$

neglecting the dependences for the variation of kinetic energy and the potentials of surface and volume loads, equating the expressions for independent variations of stresses $\delta\sigma_{rr}$, $\delta\tau_{r\theta}$, $\delta\tau_{rz}$ and displacements δu_r , δu_θ , δu_z in the integral over the volume V to zero, we obtain the following system of stability equations in the spatial setting of anisotropic thin composite cylindrical shells:

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} = -\frac{c_{23} + 1}{r} \sigma_{rr} - \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} - \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{c_{12}}{r} \frac{\partial u_z}{\partial z} + \frac{c_{22}}{r^2} u_r + \frac{c_{22}}{r^2} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + \frac{c_{26}}{r^2} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} + \frac{c_{26}}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial z} +$$

$$\begin{aligned}
& + \left(-\frac{\partial u_z}{\partial z} c_{13} - \frac{1}{r} \left(\frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + u_r \right) c_{23} - \left(\frac{\partial u_\theta}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} \right) c_{36} - \sigma_{rr} c_{33} + r \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} c_{13} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_r}{\partial \theta^2} c_{23} - \right. \\
& - \frac{2}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} c_{23} - \frac{1}{r} u_r c_{23} + 2 \frac{\partial^2 u_r}{\partial z \partial \theta} c_{36} - 2 \frac{\partial u_\theta}{\partial z} c_{36} \left. \right) \sigma_{rr}^0 + \left(-2r \left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} c_{13} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z \partial \theta} + \frac{\partial u_r}{\partial z} \right) c_{23} + \right. \right. \\
& + \left. \left. \left(\frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial \theta} \right) c_{36} + \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial z} c_{33} \right) - \frac{\partial u_r}{\partial z} \right) \tau_{rz}^0 + \left(-2 \left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial \theta} c_{13} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta^2} + \frac{\partial u_r}{\partial \theta} \right) c_{23} + \right. \right. \\
& + \left. \left. \left(\frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z \partial \theta} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_z}{\partial \theta^2} \right) c_{36} + \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial \theta} c_{33} \right) - \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{1}{r} u_\theta \right) \tau_{r\theta}^0 ; \\
\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} = & \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial z} c_{13} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial \theta} c_{36} - \frac{1}{r} \tau_{rz} - c_{11} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} - \frac{2c_{16}}{r} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial \theta} - \frac{c_{12}}{r} \frac{\partial u_r}{\partial z} - \frac{c_{66}}{r^2} \frac{\partial^2 u_z}{\partial \theta^2} - \frac{c_{12} + c_{66}}{r} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z \partial \theta} \\
& - \frac{c_{26}}{r^2} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} - c_{16} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z^2} - \frac{c_{26}}{r^2} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta^2} + \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} - \tau_{r\theta} a_{45} - \tau_{rz} a_{55} + r \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} c_{13} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_z}{\partial \theta^2} c_{23} + \right. \\
& + 2 \frac{\partial^2 u_z}{\partial \theta \partial z} c_{36} \left. \right) \sigma_{rr}^0 + \left(-2r \left(-\frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial z} a_{45} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} a_{55} \right) - \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) \tau_{rz}^0 + \\
& + \left(-2 \left(-\frac{\partial^2 u_r}{\partial z \partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} a_{45} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial \theta} a_{55} \right) - \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} \right) \tau_{r\theta}^0 ; \\
\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} = & \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial \theta} c_{23} + \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial z} c_{36} - \frac{2}{r} \tau_{r\theta} - \frac{c_{12} + c_{66}}{r} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial \theta} - \frac{c_{22}}{r^2} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} - c_{66} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z^2} - \frac{c_{22}}{r^2} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta^2} - \frac{c_{26}}{r} \frac{\partial u_r}{\partial z} \\
& - c_{16} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} - \frac{c_{26}}{r^2} \frac{\partial^2 u_z}{\partial \theta^2} - \frac{2c_{26}}{r} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z \partial \theta} + \left(-\frac{1}{r} u_\theta + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} - \tau_{r\theta} a_{44} - \tau_{rz} a_{45} + r \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z^2} c_{13} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta^2} c_{23} + \right. \\
& + \frac{2}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} c_{23} - \frac{1}{r} u_\theta c_{23} + 2 \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z \partial \theta} c_{36} + 2 \frac{\partial u_r}{\partial z} c_{36} \left. \right) \sigma_{rr}^0 + \left(-2r \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial z} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_r}{\partial z \partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial z} a_{44} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} a_{45} \right) - \right. \\
& - \left. \frac{\partial u_\theta}{\partial z} \right) \tau_{rz}^0 + \left(-2 \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_r}{\partial \theta^2} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} a_{44} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial \theta} a_{45} \right) - \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} - \frac{1}{r} u_r \right) \tau_{r\theta}^0 ; \\
\frac{\partial u_r}{\partial r} = & \frac{\partial u_z}{\partial z} c_{13} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + u_r \right) c_{23} + \left(\frac{\partial u_\theta}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} \right) c_{36} + \sigma_{rr} c_{33} ; \\
\frac{\partial u_z}{\partial r} = & -\frac{\partial u_r}{\partial z} + \tau_{r\theta} a_{45} + \tau_{rz} a_{55} ; \\
\frac{\partial u_\theta}{\partial r} = & \frac{1}{r} u_\theta - \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \tau_{r\theta} a_{44} + \tau_{rz} a_{45} . \tag{26}
\end{aligned}$$

In (26) r – the radius of the cylinder (Fig. 1) is independent of the coordinates z and θ ; σ_{rr} , τ_{rz} , $\tau_{r\theta}$ – stress vector components (3); u_z , u_θ , u_r – moving the shell according to the directions of the corresponding axes z , θ , r . Stresses σ_{rr}^0 , τ_{rz}^0 and $\tau_{r\theta}^0$ are determined by solving the problem of the subcritical stress-strain state (22).

Thus, using the modified Hu-Washizu variational principle, a three-dimensional system of six homogeneous differential equations of stability in partial derivatives with respect to the components of the vectors $\sigma_1^T = (\sigma_{rr}, \tau_{r\theta}, \tau_{rz})$ and is obtained $u^T = (u_r, u_\theta, u_z)$.

The given system of stability equations (26) must meet the conditions on the side surfaces of the shell of type (19), conditions at the ends (20) and conditions of rigid contact of layers for stresses and displacements (21).

1.2.2. Research methodology. We will reduce the dimensionality of the three-dimensional system of stability equations (26) using the procedure of the Bubnov-Galyorkin method. Let us decompose the functions describing stresses and strains (26) into double trigonometric series so that conditions (20) are satisfied along the generator z and take into account the periodicity in the circular direction θ :

$$\begin{aligned}\sigma_{rr}(r, z, \theta) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{k=0}^{\infty} [y_{1,pk}(r) \cos k\theta + y'_{1,mk}(r) \sin k\theta] \sin l_m z ; \\ \tau_{rz}(r, z, \theta) &= \sum_{m=0}^{\infty} \sum_{k=0}^{\infty} [y_{2,pk}(r) \cos k\theta + y'_{2,mk}(r) \sin k\theta] \cos l_m z ; \\ \tau_{r\theta}(r, z, \theta) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{k=0}^{\infty} [y_{3,pk}(r) \sin k\theta + y'_{3,mk}(r) \cos k\theta] \sin l_m z ; \\ u_r(r, z, \theta) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{k=0}^{\infty} [y_{4,pk}(r) \cos k\theta + y'_{4,mk}(r) \sin k\theta] \sin l_m z ; \\ u_z(r, z, \theta) &= \sum_{m=0}^{\infty} \sum_{k=0}^{\infty} [y_{5,pk}(r) \cos k\theta + y'_{5,mk}(r) \sin k\theta] \cos l_m z ; \\ u_{\theta}(r, z, \theta) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{k=0}^{\infty} [y_{6,pk}(r) \sin k\theta + y'_{6,mk}(r) \cos k\theta] \sin l_m z .\end{aligned}\quad (27)$$

In (27) $y_{i,pk}$, $y'_{i,mk}$ ($i=1\div 6$) are components of stress components σ_{rr} , τ_{rz} , $\tau_{r\theta}$ and displacements u_r , u_z , u_{θ} decomposed by trigonometric Fourier series, p , m , k are wave numbers in the series. Parameter $l_m = m\pi/L$, where L is the length of the generating cylinder (Fig. 1).

To take into account the variability of stresses for the length of the envelope, we use the discrete Fourier transform operation. In accordance with it, we present the distribution along the z axis subcritical values σ_{rr}^0 , τ_{rz}^0 and $\tau_{r\theta}^0$, obtained using the straight line method, in the form of series:

$$\begin{aligned}\sigma_{rr}^0(z) &= \frac{a_0^{\sigma_{rr}^0}}{2} + \sum_{i=1}^{n-1} a_i^{\sigma_{rr}^0} \cdot \cos \frac{2\pi i}{N \cdot z_{od}} z + \sum_{i=1}^{n-1} b_i^{\sigma_{rr}^0} \cdot \sin \frac{2\pi i}{N \cdot z_{od}} z ; \\ \tau_{rz}^0(z) &= \frac{a_0^{\tau_{rz}^0}}{2} + \sum_{i=1}^{n-1} a_i^{\tau_{rz}^0} \cdot \cos \frac{2\pi i}{N \cdot z_{od}} z + \sum_{i=1}^{n-1} b_i^{\tau_{rz}^0} \cdot \sin \frac{2\pi i}{N \cdot z_{od}} z ; \\ \tau_{r\theta}^0(z) &= \frac{a_0^{\tau_{r\theta}^0}}{2} + \sum_{i=1}^{n-1} a_i^{\tau_{r\theta}^0} \cdot \cos \frac{2\pi i}{N \cdot z_{od}} z + \sum_{i=1}^{n-1} b_i^{\tau_{r\theta}^0} \cdot \sin \frac{2\pi i}{N \cdot z_{od}} z ,\end{aligned}\quad (28)$$

where the following notations are introduced: i – the number of members of the series $i = \overline{1, n-1}$; $n = (N+1)/2$; N is the number of equidistant points by which the shell is broken along the generating cylinder when solving the problem of the subcritical stress-strain state; z_{od} – the distance between these points along the z coordinate in the cylindrical coordinate system (Fig. 1); $a_0^{\sigma_{rr}^0}$, $a_0^{\tau_{rz}^0}$, $a_0^{\tau_{r\theta}^0}$, $a_i^{\sigma_{rr}^0}$, $a_i^{\tau_{rz}^0}$, $a_i^{\tau_{r\theta}^0}$, $b_i^{\sigma_{rr}^0}$, $b_i^{\tau_{rz}^0}$, $b_i^{\tau_{r\theta}^0}$ – coefficients of the trigonometric Fourier series into which the corresponding components of the stress state are decomposed $\sigma_{rr,j}^0$, $\tau_{rz,j}^0$, $\tau_{r\theta,j}^0$, $j = \overline{1 \div N}$.

By separating the variables in equations (26) using dependencies (27), while taking into account relation (28), we obtain an infinite one-dimensional system of ordinary homogeneous differential equations of stability of a cylindrical shell in the normal Cauchy form

$$\frac{d\bar{y}}{dr} = T(r, \lambda)\bar{y}, \quad T(r, \lambda) = t_{i,j}(r, \lambda), \quad i = \overline{1, \infty}, \quad j = \overline{1, \infty}. \quad (29)$$

In (29) $\bar{y} = \{y_{1,pk}; y_{2,pk}; y_{3,pk}; y_{4,pk}; y_{5,pk}; y_{6,pk}; y'_{1,mk}; y'_{2,mk}; y'_{3,mk}; y'_{4,mk}; y'_{5,mk}; y'_{6,mk}\}$ the solving vector function $T(r, \lambda)$ is a matrix with variable coefficients that depends on the argument r and the load parameter λ .

The system of stability equations (29) under the conditions on the surfaces (19) is solved using the numerical method of discrete orthogonalization [1, 4].

The presented algorithm is implemented in the form of packages of application programs for a PC, where the setting of the parameters of the subcritical stress-strain state and the solution of stability problems of non-thin anisotropic cylindrical shells subjected to torsion are combined in a single process.

2. Implementation of the proposed method of setting critical loads of a composite anisotropic cylindrical shell. Let's investigate the effect of changing the number of layers of an anisotropic shell on the values of its critical loads in the case of torsion. To do this, consider the stability of a cylindrical shell with a length of $L = 1,2$ m; radii of the inner $r_1 = 0,585$ m and outer surfaces $r_2 = 0,615$ m. The shell is formed by reinforcing the composite at angles $\pm\psi$ to the z axis. Fiberglass with the following physical and mechanical characteristics was selected as a composite material: $E_{zz} = 44,5E_0$, $E_{\theta\theta} = E_{rr} = 10,7E_0$, $G_{z\theta} = G_{r\theta} = 4,18E_0$, $G_{rz} = 8,48E_0$, $\nu_{0z} = 0,26$, $\nu_{z0} = 0,0628$, $E_0 = 1000$ MPa.

In fig. 2 presents graphs describing the dependence of the critical values of shear loads (torques) $S_{z\theta}^{cr}$ on the angle of rotation ψ of the main directions of elasticity of the composite material and the number of cross-reinforced $\pm\psi$ layers for the cases of application of the end torsional moment in positive (Fig. 2, a) and negative (Fig. 2, b) directions.

In fig. 2 (a), (b), plotted in the $S_{z\theta}^{cr} - \psi$ axes, the numbering of the curves corresponds to the number of layers reinforced at angles $\pm\psi$ to the resulting cylindrical shell, the curve 1' (dashed) represents the results of calculating the stability problem of an anisotropic cylinder according to the orthotropic approach when the mechanical c_{16} characteristics c_{26} , c_{36} , a_{45} of the accepted generalized Hooke's law (18) have zero values.

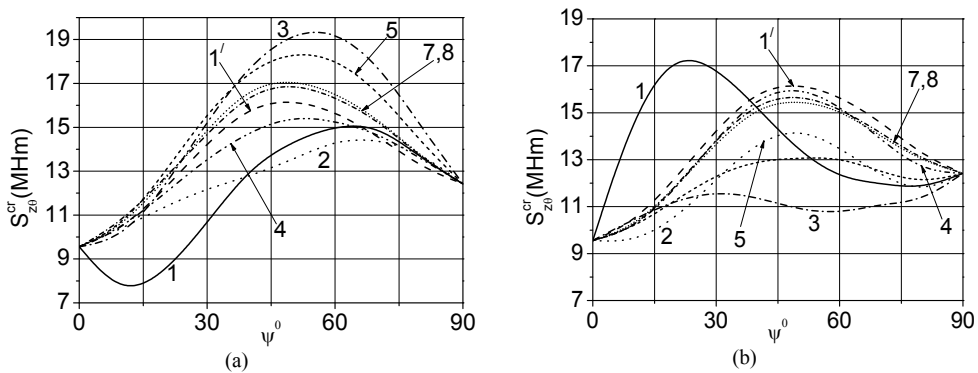


Fig. 2. Values of critical shear loads $S_{z\theta}^{cr}$ for one- (1), two- (2), three- (3), four- (4), five- (5), seven- (7), eight-layer (8) shells and the results are obtained on the basis of the orthotropic approach (1') for the direction of application of the twisting moment: (a) positive; (b) negative

From the analysis of the results presented in fig. 2 it is possible to draw the following conclusions. The critical values of shear loads depend on the angle of rotation of the main directions of elasticity of the material, the number of cross-reinforced layers, and the direction of application of the twisting moment. We also note that the critical loads $S_{z\theta}^{cr}$ determined for the anisotropic shell according to the orthotropic approach (curves 1') do not depend on the number of layers with cross reinforcement and remain constant. At the same time, an increase in the number of layers with cross-reinforcement leads to an approximation of the critical loads $S_{z\theta}^{cr}$ determined taking into account all the constants of the generalized Hooke's law of the considered material to those obtained according to the orthotropic approach. If the maximum discrepancies between the results for a single-layer anisotropic cylinder (curve 1) and the critical loads obtained for the orthotropic equivalent shell (curve 1') are 46% and 69%, respectively, from positive (Fig. 2 (a)) and negative (Fig. 2 (b)) applied loads, then for the two-layer (curve 2) in comparison with graph 1' the differences decrease to 25% and 16%, respectively, according to the signs of the loads. A further increase in the number of layers with cross-reinforcement leads to the fact that with seven to eight layers, the discrepancy between the anisotropic and orthotropic approaches to the calculation decreases to a maximum of 5%. At the same time, we note that the critical loads $S_{z\theta}^{cr}$ obtained for anisotropic cylinders with the number of layers seven to eight (curves 7, 8) from the twisting moment applied in the positive direction (Fig. 2 (a)) are slightly greater than those $S_{z\theta}^{cr}$ determined according to the orthotropic approach (curve 1'), and from the negative, on the contrary, smaller (Fig. 2 (b)).

In general, from the analysis of the results, it can be seen that for the considered anisotropic cylindrical shells, increasing the layers of the cross-reinforced package to seven to eight or more leads to the possibility of calculating such shells according to the orthotropic approach, which confirms the results given in [1].

Conclusions

The paper proposes an approach to obtaining and solving three-dimensional systems of inhomogeneous equations of the subcritical stress-strain state and homogeneous partial differential stability equations for anisotropic thin cylindrical shells based on the modification of the Hu-Washizu variational principle. To reduce the obtained systems to one-dimensional, the methods of straight lines for the stress-strain state problem and decomposition into double trigonometric series with approximation of stress components and displacements in the direction of the source using the procedure of the Bubnov-Galyorkin method and taking into account the periodicity of the solving functions in the circular direction for the stability problem were used. The solution of the obtained one-dimensional systems in the direction normal to the middle surface of the shell was carried out using the numerical method of discrete orthogonalization. The proposed approach makes it possible to solve problems of stability of cylindrical shells at different angles of reinforcement of the construction material relative to the structure.

The problem of stability of a non-thin composite anisotropic shell against end torsional loads is solved, depending on the number of layers and the angles of rotation of their main directions of elasticity, according to the proposed approach and using the orthotropic model for the calculation of anisotropic shells. A comparison of the obtained results was carried out and a conclusion was drawn about the use of the proposed approach.

REFERENCES

1. *Bazhenov V.A., Semenyuk M.P., Trach V.M.* Nelinejne deformuvannia, stijkist' i zakrytychna povedinka anizotropnykh obolonok [Nonlinear deformation, stability and critical behavior of anisotropic shells]: Monograph. - K.: Karavela, 2010. - 352 s.(ukr).
2. *Grigorenko Ya.M., Kryukov N.N.* Chislennyye resheniya zadach statiki gibkikh sloistykh obolochek s peremennyimi parametrami [Numerical solutions of problems of statics of flexible layered shells with variable parameters]. - K.: Naukova dumka, 1988, - 264 s.(rus).
3. *Grigorenko Ya.M., Vasilenko A.T., Pankratova N.D.* Zadachi teorii uprugosti neodnorodnykh tel [Problems of the theory of elasticity of inhomogeneous bodies]. - Kyiv, 1991. - 216 s.(rus).

4. Grigorenko Ya.M., Vlaikov H.G., Grigorenko A.Ya. Chislenno-analiticheskoye resheniye zadach mekhaniki obolochek na osnove razlichnykh modeley [Numerical-analytical solution of shell mechanics problems based on various models] : Monograph. - K.: Akadempriodika, 2006. - 472 s.(rus).
5. Guz A.N. Osnovy trekhmernoy teorii ustoychivosti deformiruyemykh tel [Basics of the three-dimensional theory of stability of deformable bodies]. - K.: Vyshcha Shk., 1986. - 511 s.(rus).
6. Guz A.N., Babych I.Yu. Prostranstvennyye zadachi teorii uprugosti i plastichnosti. T.4. Trekhmernaya teoriya ustoychivosti deformiruyemykh tel [Spatial problems of the theory of elasticity and plasticity. T.4. Three-dimensional theory of stability of deformable bodies]. - Kyiv: Nauk. dumka, 1985. - 280 s.(rus).
7. Kostromin V.P., Myachenkov V.I. Ustoychivost' mnogosloynnykh obolochek s tsilindricheski-anizotropnyimi neodnorodnymi sloyami [Stability of multilayer shells with cylindrically anisotropic inhomogeneous layers] // Soprotivleniye materialov i teoriya sooruzheniy, 1973. - Vyp. 21. - S. 11-16.(rus).
8. Lekhnitsky S.G. Teoriya uprugosti anizotropnogo tela [Theory of elasticity of an anisotropic body]. - 2nd ed., ed. and additional. - M.: Nauka, 1977. - 415 s.(rus).
9. Novozhilov V.V. Osnovy nelineynoy teorii uprugosti [Fundamentals of the nonlinear theory of elasticity]. - L.-M.: OGI, 1948. - 211 s.(rus).
10. Podvornyi A.V., Semenyuk N.P., Trach V.M. Stability of inhomogeneous cylindrical shells under distributed external pressure in a three-dimensional statement // Int. Appl. Mech., 2017, Volume 53, Issue 6. - P. 623-638.
11. Semenyuk N.P., Trach V.M., Podvornyi A.V. Spatial stability of layered anisotropic cylindrical shells under compressive loads // Int. Appl. Mech., 2019, Volume 55, Issue 2. - P. 211-221.
12. Semenyuk N.P., Trach V.M., Podvornyi A.V. Stability of cylindrical anisotropic shells under axial pressure in three-dimensional statement // Strength of Materials and Theory of Structures, issue 94, KNUBA, 2015. - P. 192-206.
13. Semenyuk M.P., Trach V.M., Podvornyi A.V. Stress-strain state of a thick-walled anisotropic cylindrical shell // Int. Appl. Mech., 2023, Volume 59, Issue 1. - P. 79-89.
14. Trach V.M., Podvornyi A.V. Prostorovi rivnyannya stiykosti anizotropnykh tovstyykh tsylindrichnykh obolonok pid diyeyu os□ovoho tysku [Spatial stability equations of anisotropic thick cylindrical shells under the action of axial pressure] // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats□. – NUVHP. – Rivne, 2022. – Vyp. 41. – S. 197-212.(ukr).
15. Trach V.M., Podvornyi A.V., Khoruzhyy M.M. Deformuvannya ta stiykist□ netonkykh anizotropnykh obolonok [Deformation and stability of thin anisotropic shells]: Monograph. - K.: Karavela, 2019. - 273 s.(ukr).
16. Vanin G.A., Semenyuk N.P. Ustoychivost' obolochek iz kompozitsionnykh materialov s nesovershenstvami [Stability of shells made of composite materials with imperfections]. - K.: Nauk. dumka, 1987. - 199 s.(rus).
17. Wasizu K. Variatsionnyye metody v teorii uprugosti i plastichnosti [Variational methods in the theory of elasticity and plasticity]. - M.: Mir, 1987. - 542 s.(rus).

Стаття надійшла 16.10.2023

Трач В.М., Подворний А.В.

СТІЙКІСТЬ НЕТОНКИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ АНІЗОТРОПНИХ ОБОЛОНОК ПІД ДІЄЮ КРУЧЕННЯ В ТРИВИМІРНІЙ ПОСТАНОВІ

В статті у просторовій постановці приведено розрахунок на стійкість нетонких циліндричних анізотропних шаруватих композитних оболонок під дією торцевих крутних моментів. Анізотропія використовуваного матеріалу характеризується однією площинною пружної симетрії його характеристик. Це викликано не співпадінням головних напрямків пружності волокнистого композитного ортотропного матеріалу та осями криволінійної циліндричної системи координат.

Тривимірна неоднорідна система диференціальних рівнянь у частинних похідних, що описує, в межах лінійної теорії пружності, докритичний напружено-деформований стан виведена при використанні варіаційного принципу Ху-Васідзу. Зменшення розмірності розглядуваної задачі з тривимірної до одновимірної проводиться при урахуванні осьової симетрії деформування циліндричної оболонки та використанні, уздовж твірної, методу прямих.

Спіраючись на модифікований варіаційний принцип Ху-Васідзу, виведено тривимірну систему однорідних диференціальних рівнянь стійкості у частинних похідних в рамках просторової теорії пружності. Приведення тривимірної системи до одновимірної здійснюється уздовж твірної та за коловим напрямком - шляхом розкладання компонентів напружень і переміщень у подвійні тригонометричні ряди при застосуванні процедури методу Бубнова-Гальоркіна, а також з урахуванням періодичності розв'язуючих функцій.

Розроблено алгоритм, який реалізований у вигляді пакетів прикладних програм для ПК. В ньому в єдиному обчислювальному процесі, за використання чисельного методу дискретної ортогоналізації у напрямку нормальному до серединної поверхні оболонки, поєднуються встановлення параметрів докритичного напружено-деформованого стану та розв'язку на цій основі задач стійкості нетонких анізотропних циліндричних оболонок, що знаходяться під дією кручення.

Розглянута задача про вплив на стійкість анізотропної циліндричної нетонкої оболонки збільшення кількості перехресно-армованих шарів в залежності від кута повороту головних напрямків пружності матеріалу та напрямку прикладання крутного моменту. Проведене співставлення отриманих результатів розрахунків на стійкість згідно запропонованого підходу із критичними навантаженнями кручення, що враховані при використанні ортотропної моделі розрахунку анізотропних оболонок. Показано, що для одношарових циліндричних оболонок розходження між порівнюваними результатами сягає 69%. Збільшення

кількості перехресно-армованих шарів веде до зменшення цієї розбіжності та при семи-восьми шарах різниця між критичними навантаженнями отриманими за описаним підходом та ортотропною моделлю знаходиться в межах 5%. Такий результат цілком узгоджується з тими, що отримані при використанні класичних чи уточнених теорій розрахунків як тонких, так і нетонких анізотропних циліндричних оболонок.

Ключові слова: анізотропна циліндрична оболонка, тривимірна постановка, стійкість при крученні.

Trach V.M., Podvornyi A.V.

STABILITY OF CYLINDRICAL ANISOTROPIC COMPOSITE SHELLS UNDER TORSION IN A THREE-DIMENSIONAL FORMULATION

The article presents a calculation of the stability of non-thin cylindrical anisotropic layered shells under the action of end torsional moments in a spatial formulation. The anisotropy of the used material is characterized by one plane of elastic symmetry of characteristics. This is caused by the mismatch between the main elastic directions of the composite fibrous orthotropic material and the axes of the curvilinear cylindrical coordinate system.

A three-dimensional inhomogeneous system of partial differential equations describing the subcritical stress-strain state within the linear theory of elasticity is derived using the Hu-Washizu variational principle. Reducing the dimension of the problem under consideration from three-dimensional to one-dimensional is carried out by taking into account the axial symmetry of the deformation of the cylindrical shell and using the method of straight lines along the generatrix.

Based on the modified Hu-Washizu variational principle, a three-dimensional system of homogeneous partial differential stability equations is derived within the framework of the spatial theory of elasticity. The reduction of a three-dimensional system to a one-dimensional one is carried out along the generatrix and in the circular direction - by expanding the components of stresses and displacements into double trigonometric series when applying the procedure of the Bubnov-Galorkin method, as well as taking into account the periodicity of the resolving functions.

An algorithm has been developed, implemented in the form of application software packages for PCs. In it, in a single computational process using the numerical method of discrete orthogonalization in the direction normal to the middle surface of the shell, the establishment of the parameters of the subcritical stress-strain state and the solution on this basis of stability problems for non-thin anisotropic cylindrical shells under the influence of torsion are combined.

The problem of the influence on the stability of an anisotropic cylindrical non-thin shell of an increase in the number of cross-reinforced layers depending on the angle of rotation of the main directions of elasticity of the material and the direction of application of torque is considered. The obtained results of stability calculations according to the proposed approach were compared with critical torsion loads calculated using an orthotropic model for calculating anisotropic shells. It is shown that for single-layer cylindrical shells the difference between the compared results reaches 69%. An increase in the number of cross-reinforced layers leads to a decrease in this discrepancy, and with seven to eight layers, the difference between the critical loads obtained using the described approach and the orthotropic model is within 5%. This result is consistent with those obtained using classical or refined theories of calculations of both thin and non-thin anisotropic cylindrical shells.

Key words: anisotropic cylindrical shell, three-dimensional setting, torsional stability.

УДК 624.074.04

Трач В.М., Подворний А.В. **Стійкість нетонких циліндричних анізотропних оболонок під дією кручення в тривимірній постановці** // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 74-86.

Розглядається розрахунок нетонких циліндричних анізотропних шаруватих оболонок під дією торцевих скручуючих моментів у просторовій постановці. Розглядувана анізотропія характеризується однією площиною пружних характеристик матеріалу. Для отримання тривимірних систем рівнянь докритичної рівноваги та стійкості просторової теорії пружності, використано модифікацію варіаційного принципу Ху-Васідзу. Чисельний розв'язок поставленої задачі проводиться при використанні методів Бубнова-Гальоркіна, дискретних перетворень Фур'є та дискретної ортогоналізації. Розглянута задача стійкості анізотропної циліндричної нетонкої оболонки при збільшенні кількості перехресно-армованих шарів в залежності від кута повороту головних напрямів пружності матеріалу та напрямку прикладання скручуючого моменту.

Табл. - Іл. 2. Бібліогр. 17 назв.

UDC 539.3

Trach V.M., Podvornyi A.V. **Stability of cylindrical anisotropic composite shells under torsion in a three-dimensional formulation** // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 74-86.

The calculation of cylindrical anisotropic layered composite shells under the action of end torques in a spatial setting is considered. The considered anisotropy is characterized by one plane of the material's elastic characteristics. To derive three-dimensional systems of equations of subcritical equilibrium and stability of the spatial theory of elasticity, a modification of the Hu-Washizu variational principle was used. Solving the problems of the pre-critical stress-strain state and stability is carried out using the Bubnov-Galyorkin methods, discrete Fourier transforms and numerical discrete orthogonalization. The problem of stability of an anisotropic cylindrical thick-walled shell with an increase in the number of cross-reinforced layers is considered, depending on the angle of rotation of the main directions of elasticity of the material and the direction of torque application.

Табл. - Fig. 2. Ref. 17

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки

ТРАЧ Володимир Мирославович

Адреса робоча: 33028 Україна, м. Рівне, вул. Соборна, 11, Національний університет водного господарства та природокористування

Мобільний тел.: +38(097) 289-15-80

E-mail: trach-vm@ukr.net

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0001-9500-2743>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки

ПОДВОРНИЙ Андрій Володимирович

Адреса: 33028 Україна, м. Рівне, вул. Соборна, 11, Національний університет водного господарства та природокористування

Мобільний тел.: +38(096) 411-12-87

E-mail: andrei_podvorny@ukr.net

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0001-8518-4395>

UDC 623.1/.7:007.52 (477)

SIMULATION OF FLOOD INFLAMMATION DUE TO DESTRUCTION OF HYDROTECHNICAL STRUCTURES

V.I. Kotsyuruba¹,

Doctor of Technical Sciences, Professor, Honored Inventor of Ukraine

D.V. Mykhailovsky²,

Doctor of Technical Sciences, Professor

R.M. Cherevko³,

Philosophy Doctor

Y.V. Kamalov³,

Philosophy Doctor

I.V. Proshchyn³,

Postgraduate

¹*Central military-scientific department of the General Staff of the Armed Forces of Ukraine,
6, Povitroflotskiyavenu, Kyiv, Ukraine*

²*Kyiv National University of Construction and Architecture,
31, Povitroflotsky ave., Kyiv, Ukraine, 03037*

³*National Defense University of Ukraine named after Ivan Chernyakhovsky,
28, Povitroflotskiyavenu, Kyiv, Ukraine*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.87-101

The article presents the new results of scientific researches of technical aspects of forecasting the consequences of emergencies related to hydraulic accidents. Based on the analysis of statistical data, the relevance of the raised issue of the need to improve the existing scientific and methodological apparatus to justify the parameters of the breakthrough wave and the flood zone in the event of destruction of hydraulic structures is substantiated. The attention is focused on the need to take into account the condition of ensuring the consumption of bulk mass of water before the restoration of its domestic level in the lower reaches of the water barrier. This condition is the basis of an improved method for determining the parameters of active and passive flooding of the area, based on a three-dimensional model of the longitudinal section of the breakthrough of the hydraulic structure and the parameters of the breakthrough wave. Based on the results of verification of the proposed methodology, calculations and modeling according to the initial data in accordance with the developed situation of destruction of the hydro unit, a conclusion about the feasibility of its use for forecasting emergencies during hydraulic accidents was made.

Keywords: emergency situation, hydraulic structure, hydraulic accident, release wave, breakthrough wave, zone of active (passive) flooding, upstream and downstream, proran.

Formulation of the problem. As of the beginning of the 21st century, more than 30,000 artificial reservoirs with a total volume of 1 million m³ have been created in the world as a result of technical regulation of river runoff with the help of dams which caused flooding of 0.25% of the land area [1-4]. Most reservoirs were built to develop hydropower, irrigation, technical and drinking water supply, as well as to improve the work of the water transport. The total number of large dams (over 15 m high), built in the twentieth century, reaches 46 thousand [5-6].

The urgency of the issue is exacerbated by global climate changes and the catastrophic floods caused by them on the Danube, Elbe, Rhine, Vistula, Dniester and other Carpathian rivers over the past 5 years [1-7]. For Ukraine, as a European country with a well-developed hydrographic network [8], the condition of hydraulic structures on the Dnieper River deserves special attention and is of concern [9-14].

Analyzing the information on the largest accidents of hydraulic structures should be mentioned the devastating effects of hydrodynamic danger in 1959. France [2]. Malpas Dam on the Reyran River on the Cote d'Azur in the Mediterranean Sea, built in 1954. The height of

the dam is 60 m, length - 222 m, width at the base - 6.8 m, purpose - irrigation and water supply. As a result of the breach of the dam, the city of Frejus was completely flooded. The causes of the accident were unsatisfactory quality of concrete, as well as the use of explosives a few hundred meters from the dam during the construction of the highway. Consequences - 423 deaths, economic losses - 68 million dollars [1].

In 1961 in the USSR in Kyiv city. Breakthrough of a temporary earth dam during the washing of Babyn Yar, which was to become part of a small ring road in Kyiv. Pulp - a mixture of sand with clay and water, which was pumped into the ravine, due to heavy rains broke through the earth dam. A stream 4 m high and 20 m wide at a speed of 5 m/s rushed to the densely populated area of Kurenivka. Within minutes, a tram park, residential buildings, and administrative buildings were buried under a 3-meter layer. Under the pressure of the pulp, the electrical wires broke and fell on the bus, which then caught fire. The fire killed all passengers. The volume of mud mass is 600 thousand m³, the total area of flooding is 30 hectares. The cause of the accident was a violation of the norms during the construction of the dam, the soil was not compacted properly, there was no drainage prism [2].

The accident on the Viont Dam in Italy, which occurred on October 9, 1963, when a 0.24 km³ mountain massif collapsed into a 0.169 km³ reservoir which led to the overflow of 5.0 million m³ of water through the dam. A 90-meter-high water embankment washed away several settlements in 15 minutes, killing more than 2,000 people. The cause of the landslide was the rise in groundwater levels due to the construction of the dam.

1975. China. Typhoon "Nina" broke the dam in the peak of the river Ru. The giant wave that formed passed the Ru and Huai rivers, destroying 62 dams and hydroelectric dams, the largest of which was the Bainqiao Dam (height - 50.5 m, length - 3720 m), built in 1952. The causes of the accident - a natural disaster. As a result, 26,000 people died in the floods, the total number of victims, including famine and epidemics, was 340,000, and the economic damage was \$ 513 millions [1].

1976 USA. A dam broke on the Teton River in Idaho. At that time, it was the second largest dam in the United States, its height - 93 m, length - 940 m, width at the base - 520 m. Construction was completed in 1976. The cause of the accident - a construction error. Consequences - 11 dead, 13 thousand injured, economic losses - 1 billion dollars [2].

1977 USA. In the state of Texas, the dam of the hydroelectric power plant, built in 1889, broke., height - 12 m, length - 120 m, width - 6.1 m. The cause of the accident - the obsolescence of the building, the negligence of the staff. Consequences - 40 deaths, economic losses - 2.8 million dollars [1].

1979 India. Breakthrough of a dam in Gujarat on the Machu River. The dam was built in 1972, height - 26 m. The cause of the accident - precipitation, which fell 55 mm per day, which is the annual norm for this arid region. Consequences - 15 thousand dead, 60% of the housing stock destroyed [1].

Breakthrough of the Tyrlyk Reservoir Dam in the Beloritsky District of Bashkortostan, which on August 7, 1994 caused a discharge of 8.6 million m³ of water. As a result, 4 settlements were in the flood zone, 85 houses were completely destroyed, 200 houses were partially destroyed. During the flood 29 people died, 786 people were left homeless [2].

The destruction of 7 protective dams during the great flood of August 18, 2002 near the German city of Wittenberg on the river Elbe, when a water wave rushed into the city, urgently 40 thousand people were evacuated, 19 residents died, 26 people went missing [2].

2005 Pakistan. The 150-meter dam of Shakidor HPP on the Shadi River broke. Several settlements were flooded. The cause of the accident - heavy rains. The consequences are 130 dead and 500 injured. A 150-meter dam burst near the city of Pasni as a result of heavy rains on February 11, 2005 in Balochistan province in southwestern Pakistan. As a result, several villages were flooded, killing more than 135 people [1].

Dam burst during the construction of the Kiadag HPP after a sharp rise in water levels on October 5, 2007 on the Chu River in the province of Thancho in Vietnam. In the flood zone were 5 thousand houses, 35 people died [1].

2009 Brazil. Dam broke on the Algodoes Reservoir, a 50-meter section of the dam was destroyed, 2 settlements were flooded. The cause of the accident - heavy rains. Consequences - 54 dead, 80 injured [2].

On August 17, 2009, an accident occurred at the Sayano-Shushenskaya HPP in Russia [3], killing 77 people and rescuing 17 people. The 2nd hydro unit of the HPP was completely destroyed and the engine room was partially destroyed. In addition, the 7th and 9th hydraulic units were severely damaged. In total, the HPP consists of 10 hydro units that convert the kinetic energy of water flow into electricity. As a result, the engine room building was stopped, flooded and destroyed. After the accident, up to 10 tons of transformer oil spilled into the river and an oil slick ten of kilometers long was formed, mass deaths of hundreds of tons of fish were recorded.

2010 Poland. A dam broke on the Odra River near Wroclaw. In some areas of the city the water rose by 2 m. The cause of the accident - prolonged downpours - in mid-May for the week fell on January 2, the norm of precipitation. Consequences - 12 dead. In general, the 2010 floods in Central Europe affected Poland, the Czech Republic, Slovakia, Hungary, Ukraine, Austria and Serbia. The greatest devastation caused Poland - 22 dead, more than 20 thousand evacuees. The total economic damage from the flood was 2 billion euros [2].

2012 Bulgaria. The dam on the Ivanovo reservoir broke. Within minutes, the village of Biser disappeared under water, the city of Armanli was flooded, and the international highway was blocked. The cause of the accident - heavy rainfall, which led to overflow of the reservoir. Consequences - 8 victims [2].

In addition to this information, the consequences of hydrodynamic hazards on the state of ecological systems [4], hydrological component of flood runoff forecasting [5], mathematical model for monitoring the state of hydraulic structures to protect polder systems from flooding and inundation [6]. In Ukraine, a man-made accident was known at the Steblikov Chemical Plant in 1983 [7–8], when 4.5 million tons of highly mineralized water with a salt concentration of 240 grams per liter spilled into the Dniester River. Almost 600,000 tons of chlorides got into the Dniester Reservoir. At the end of 1983, 228,000 tons of chlorides had accumulated at the bottom of this reservoir, which accumulates pollution from upstream regions. They tried to cope with the consequences of the chemical accident by using a pumping unit, which lifted chlorides from the bottom of the reservoir, mixed them with water and dumped them into the lower reaches in acceptable doses.

It should be noted that the filling of the Dniester Reservoir [14] began in late 1981, and before the NDP it was completed in October 1987. Thus, the Dniester Reservoir prevented the spread of pollution downstream from the dam of the reservoir. It should be noted its positive environmental significance during this man-made accident. However, there are environmental problems of the Dniester complex hydropower unit's impact on the ecological status of the Dniester basin downstream from the buffer reservoir, from which water is taken to the upper reservoir for the operation of Dniester PSP hydroelectric units. These complex environmental problems need to be studied at all times: during the gradual commissioning of hydro units and after the commissioning of the Dniester PSP. The above problems are also complicated by the fact that the Dniester basin is flood-hazardous [15]. This is confirmed by the floods that occurred in the summer of 2008 in western Ukraine due to intense thunderstorms and a sharp rise in water levels in the rivers of the Dniester basin. This flood is called a natural disaster and is considered the largest in the history of Western Ukraine in the last 60 years. During the flood, the Carpathian Mountains, Prykarpattia and Zakarpattia were affected. The settlements in the Dniester and Prut river valleys suffered the most. On July 31, 2008, the Verkhovna Rada of Ukraine declared 90-day emergency zones in 6 regions of Ukraine: Lviv, Ivano-Frankivsk, Ternopil, Chernivtsi, Zakarpattia and Vinnytsia. The southern districts of Khmelnytsky region

were also affected. 30 people died, 6 of them were children. After the peak of the flood, on July 28, 2008, in the territories of Lviv, Zakarpattia, Ternopil, Chernivtsi and Ivano-Frankivsk regions 40 thousand 601 houses, 33 thousand 882 hectares of agricultural lands were flooded, 360 car and 561 pedestrian bridges were damaged, 6, 61 km of highways. The total damage from the flood is estimated at UAH 3-4 billion. In addition to the western regions of Ukraine, the neighboring regions of Moldova, Romania, Slovakia and Hungary were affected by the floods. The causes of the devastating consequences of this flood, according to many Ukrainian environmentalists, were mass deforestation in the Carpathians.

Thus, hydrodynamic danger may be caused by existing hydraulic structures subordinated to ministries and departments of various sectors of the economy of Ukraine or leased or privately owned by citizens, are existing or potential factors that endanger the vital interests of our country. This should always be borne in mind to ensure the safety of life, to prevent the negative consequences associated with the construction or reconstruction of water bodies to make the right decisions in the case of rational use of water and land resources and environmental protection measures.

Given the urgency of the issue in the theory and practice of civil safety, there is an urgent need to predict the consequences of emergencies on hydraulic structures, which in turn requires adequate scientific and methodological apparatus for calculating and modeling the development of hydraulic accidents.

Analysis of recent researches and publications has shown that they have explored a large number of aspects of both scientific and practical orientation. Among the open sources we can highlight the literature and publications devoted to the prediction of active and passive floods that occur as a result of hydrodynamic accidents of various kinds [15-19]. In addition, [20-21] the possible impact of active and passive floods that occur as a result of lightning is presented.

However, the results of research and methods of forecasting the consequences of floods presented in [15-19] relate mainly to floods of a natural nature and are not fully adapted to the conditions of destruction of hydraulic structures. And the information and methods presented in [20-21] are outdated, they are based on analytical dependencies and do not allow to reliably calculate the basic parameters of the characteristics of the breakthrough wave, launch and zones of active and passive flooding. To solve this discrepancy in the theory of emergency forecasting, it is necessary to improve the existing methodological apparatus through the integrated use of analytical and graph-analytical methods for calculations and modeling of these processes.

The aim of the article is to highlight the theoretical foundations and improved methods for determining the parameters of active and passive flooding of the area due to the destruction of hydraulic structures, as well as an example of verification of the proposed method. Presentation of the main material of the study. According to the provisions discussed in [22], the following definitions are used in civil security practice.

Hydraulic structure (GTS) is an economic object located on or near the water surface and is designed to use the kinetic energy of water movement to convert it into other types of energy; cooling of spent steam at power plants; reclamation, water abstraction for irrigation, drainage and fish protection; water supply, coastal protection, water level regulation; ensuring the activities of river and sea ports, shipbuilding and ship repair enterprises, shipping; underwater mining, storage and transportation of minerals.

The reach is a part of a river, canal, reservoir or other water body adjacent to a hydraulic structure (dam, sluice, hydroelectric power station, etc.). A distinction is made between the upstream (WB), which is located upstream, and the downstream (NB), which is located on the other side (downstream) of the hydraulic structure.

Proran - a narrow passage (ravine) in the body (embankment) of the dam, through which water comes out, creating a wave of breakthrough. Depending on the rate of emptying the reservoir (WB), there are two types of waves: the release wave - slow emptying of the WB and

the breakthrough wave - rapid emptying. The front part of the driving mass of water is called the breakthrough wave front.

Hydrodynamic accident (GDA) is an emergency that involves the failure and destruction of a hydraulic structure or part thereof, and the uncontrolled movement of large masses of water, causing the destruction and flooding of large areas. The causes of hydraulic accidents are shown in Figure 1.



Fig. 1. Causes of hydrodynamic accidents:
 (a) - natural phenomena or natural disasters; (b) - man-made factors;
 (c) - extraordinary consequences of a military nature and terrorist acts

The magnitude of population losses during the GDA may vary depending on population density in the flood zone, time of day (night increases significantly the number and severity of the affected), speed and wave height, water and air temperatures (low temperature severely limits the time during which it is possible to save the victims) [22].

The breach of the dam is the initial phase of the GDA, which is a proran and uncontrolled flow of water from the WB to the NB, which with great speed and pressure goes downstream. The wave height is from 2 to 12 m and the speed of movement is from 3 to 25 km/h (in mountainous areas it can reach 100 km/h).

The speed of propagation and the height of the wave are also significantly influenced by the nature of the terrain in which it moves. On the plains its speed will not exceed 25 km/h, and in the mountains, it can reach 100 km/h. Forests, hills, ravines and other relief elements reduce the speed of movement and the height of the breakwater.

Schematically, the longitudinal intersection of the GTS breakthrough and the breakthrough wave parameters can be represented as follows (Figure 2).

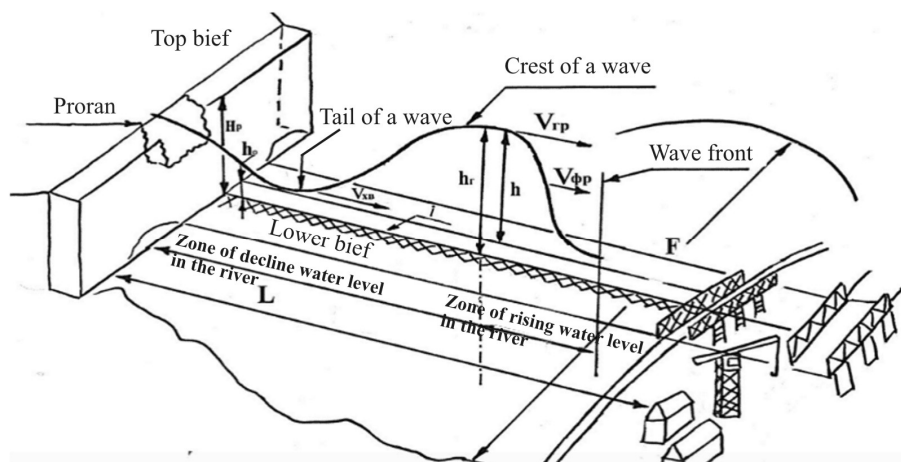


Fig. 2. Three-dimensional model of the longitudinal section of the GTS breakthrough and breakthrough wave parameters

Taking into account [22] a catastrophic flood zone is a part of the territory that was flooded as a result of GTS, which occurred on the GTS and within which people, farm animals and plants were killed or damaged, buildings and various structures were significantly damaged or destroyed.

The improved method of determining the parameters of active and passive flooding of the area is destined to predict the possible consequences of the breakthrough wave during the destruction of the GTS dams.

Initial data for calculations: reservoir volume W_B , million m^3 ; the width of the reservoir before the dam B , m; depth of the reservoir in front of the hydro node H , m; the depth of the river below the dam h , m; the shape of the valley in the river sections of sight; other characteristics of the river.

The sequence and formulas for calculations and modeling are as the following. Based on the data of large-scale maps, the longitudinal profile of the river section is formed (Figure 3), according to which the propagation of the breakthrough wave is possible. The obtained profile of the river is divided into calculated sections, the length of which depends on the same characteristics of the river and banks (slopes of the river bottom, depth, width, the nature of the forested valley). The boundaries of the sections are accepted as calculated river sections. In this case, the destroyed dam is considered the first river sections, the boundary between the 1st and 2nd sections - the second river sections, and between the 2nd and 3rd - the third river sections, and so on. All wave parameters related to the calculated river sections are denoted by Roman indices I, II, III, and the calculated areas are indicated by Arabic indices 1, 2, 3, etc. (Figure 3).

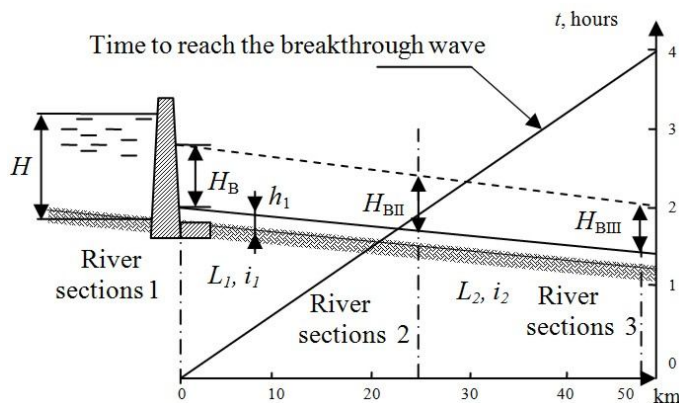


Fig. 3. Longitudinal profile and parameters of the breakthrough wave (example)

During the calculations of the parameters of the breakthrough wave in the area of the destroyed river sections GTS dam is determined (height of the breakthrough wave - H_B and time of its passage - T_B), then find the basic data of the breakthrough wave on the first section and subsequent, average speed - V and time to reach the calculated river sections - t). Next, determine the parameters of the breakthrough wave in all calculated river sections. The result of the calculations is a graph of the breakthrough wave and plotting a possible flood zone.

The procedure for determining the parameters of the breakthrough wave in the GTS river sections is as follows. During the destruction of the supporting structures of the dam, the height of the breakthrough wave in the first river sections of destruction is determined by the formula:

$$H_{BI} = 0,6H - h_1, \quad (1)$$

where H – is the depth of water in front of the dam at the time of its destruction, m; h_1 – is the depth of water in the river after the dam, m.

The time of the passage of the wave (T_I) through the river sections of the destroyed dam (I river sections) is equal to the time of emptying the reservoir and is determined by the formula:

$$T_I = \frac{W_B A}{3600 \mu B H \sqrt{H}} \text{ (hours)}, \quad (2)$$

where W_B – is the total volume of the reservoir at the normal supported level, m^3 ; A – auxiliary coefficient which depends on the shape of the curvature of the reservoir (its value is in the range from 1 to 8 and for calculations in average conditions is taken equal to 3); μ – water consumption coefficient, which takes into account the shape of the riverbed and valley (Table 1); B – width of the reservoir along the water section in the river sections of the dam at the time of its destruction, m; H – depth of water in front of the dam at the time of its destruction, m.

Table 1

The value of the coefficient μ

Terra in type	Channel shape		
	Triangular	Parabolic	Rectangular
Plain	0,6	0,75	0,9
Hilly	0,5	0,6	0,8
Lowland	0,4	0,55	0,7
Alpine	0,2	0,3	0,45

The procedure for calculating the motion of the breakthrough wave in the first section and determining its parameters in the second river sections is as follows. First determine the time (t_1) reaching the crest of the wave from the first (I) to the second (II) river sections. Then determine the height of the breakthrough wave H_{BII} in the second (II) river section and determine the duration of the breakthrough wave through the second (II) river sections.

The time of reaching the crest of the wave from the first (I) to the second (II) river sections is determined by the formula

$$t_1 = L_1 / V_1 \text{ (hours)}, \quad (3)$$

where L_1 – is the length of the first settlement section, km (determined for relatively identical slopes (i) and flood plains of the river); V_1 – average speed of breakthrough wave movement in the calculated section, km/h (Table 2).

The average speed of the breakthrough wave in the calculated area depends on the nature of the water barrier: the slope (i) of the river, the width of the river flood plain, the presence of vegetation.

Table 2

The value of the average velocity of the crest of the breakthrough wave

The type of river by the width of the flood plain and the slopes of the banks	The average speed of the crest of the breakthrough wave (V_1)		
	when the slope of the bottom (s) on the calculated section of the river		
	0,01	0,001	0,0001
On rivers with a wide flood plain	4–8 (Average 6)	1–3 (Average 2)	0,5–1 (Average 0,75)
On winding rivers	8–14 (Average 10)	3–8 (Average 6)	1–2 (Average 1,5)
On rivers with a well-developed channel	14–20 (Average 17)	8–12 (Average 10)	2–5 (Average 3,5)
On under developed rivers	–	12–16 (Average 14)	5–10 (Average 7,5)

The height of the (H_{BII}) in these cond calculated river sections and the duration of the breakthrough wave (T_{II}) through the calculated river sections of sight is determined depending on the relative coefficient:

$$K_1 = t_1/T_1 \text{ (hours)}, \quad (4)$$

where t_1 is the time of reaching the crest of the breakthrough wave from the destroyed dam to the second (II) river sections, hours (formula (3)); T_1 is the time of the breakthrough wave through the second (I) river sections, equal to the time of emptying the reservoir, hours (formula (2)).

The values of the coefficients K_H of the relations of the height of the breakthrough wave and the duration K_T of its passage through the calculated river sections are shown in table 3.

The height of the breakthrough wave is determined by the formula:

$$H_{BII} = K_H H_{BI} \text{ (m)}, \quad (5)$$

where K_H is the ratio of the wave height in the calculate driver sections (Table 3); H_{BI} is the height of the breakthrough wave in the first (I) river sections, m (formula (1)).

Table 3

The value of the ratio of the height of the breakthrough wave and the duration of its passage through the calculate driver sections

K_t	K_H	K_T
0,0	1	1
0,1	0,9	1,1
0,25	0,8	1,3
0,4	0,7	1,5
0,55	0,6	1,6
0,7	0,5	1,7
0,95	0,4	1,9
1,25	0,3	2,2
1,5	0,3	2,6

The duration of the breakthrough wave through the second (II) river sections is determined by the formula:

$$T_{II} = K_T T_I \text{ (hours)}, \quad (6)$$

where K_T is the coefficient of the ratio of the duration of the breakthrough wave through the calculate driver sections (Table 3); T_I is the time of passage of the breakthrough wave through the second (II) river sections (formula (2)).

The procedure for determining the motion of the breakthrough wave and its parameters in the second and subsequent sections and river sections is as follows. Calculations of the motion of the breakthrough wave and its parameters in the second and subsequent sections and river sections are performed in the same way as during the calculations of the motion of the breakthrough wave and its parameters in the first section.

The time of reaching the breakthrough wave to the third and subsequent river sections is determined by the formula:

$$t_{2(i)} = L_{2(i)}/V_{2(i)} \text{ (hours)}, \quad (7)$$

where $L_{2(i)}$ is the length of the second or subsequent calculation section, km (determined for relatively identical slopes (i) and river flood plains); $V_{2(i)}$ – the average speed of the breakthrough wave in the calculated sections, km/h (Table 2).

The height of the breakthrough wave ($H_{BIII(j)}$) in the third calculated and subsequent river sections and the duration of the break through wave ($T_{III(j)}$) through the calculated river sections is determined depending on the relative coefficient, which, unlike the first section and the second river sections is determined by the formula

$$K_t = \frac{t_{2(n)}}{T_{II(j)} + \sum_{i=1}^{n-1} t_i} \text{ (hours),} \quad (8)$$

where $t_{2(n)}$ – time of reaching the crest of the breakthrough wave from the previous to the next river sections, hours (formula (7)); $T_{II(j)}$ – time of passage of the break through wave through the previous calculated river sections, hours (formula (6)); $\sum_{i=1}^{n-1} t_i$ is the sum of the time of the breakthrough wave reaching the previous river sections, hours.

The height of the breakthrough wave in the following river sections is determined by the formula:

$$H_{BIII(j)} = K_H H_{BII(j-1)} \text{ (m),} \quad (9)$$

where K_H is the ratio of the wave heights in the calculated river sections (Table 3); $H_{BII(j-1)}$ is the height of the breakthrough wave in the previous river sections, m.

The duration of the breakthrough wave through the calculated river sections is determined by the formula:

$$T_{III(j)} = K_T T_{II(j-1)} \text{ (hours),} \quad (10)$$

where K_T is the ratio of the duration of the breakthrough wave through the calculated river sections; $T_{II(j-1)}$ – time of passage of the breakthrough wave through the previous river sections, hours.

The procedure for determining the parameters of the flood zone. The parameters of the flood zone include: the maximum level of the crest of domestic water flow in the i -th river sections; the average mark of the water level of the flooded j -th area of the i -th river sections; the average width of the flooded j -th area; consumption of household water flow in the i -th river sections; the total length of the flood zone; the total area of the flood zone during the destruction of the GTS support dam.

The maximum level of the crest of the breakthrough wave is determined by the formulas: in the first river sections:

$$H_{\text{crest1}} = H_{h1} + H_{B1}, \text{ (m),} \quad (11)$$

where H_{h1} is the mark of the household water level in the river, m; H_{B1} – breakthrough wave height in the first calculated river sections, m (formula (1));

in the following settlement river sections:

$$H_{\text{crest}(i)} = K_H H_{\text{crest}(i-1)} \text{ (m),} \quad (12)$$

where K_H is the ratio of the wave height in the calculated river sections; $H_{\text{crest}(i-1)}$ is the maximum mark of the level of the crest of the breakthrough wave in the $i-1$ calculated river sections, m (formula (9)).

The mark of the water level of the flooded area of the settlement area calculated river sections is determined by the formula:

$$H_{\text{avg}i} = H_{\text{crest}(i)} \mu \text{ (m),} \quad (13)$$

where $H_{crest(i)}$ – the maximum mark of the level of the crest of the breakthrough wave in the calculated river sections (formula (12)); μ – water flow factor, which takes in to account the shape of the channel and valley, is determined from the river database (Table 1).

The width of the flooded calculation sections (B_{pi}) in each of the calculated river sections is determined graphically by plotting the cross section of the river sections between the level of the flooded area and then measuring them (Figure 4).

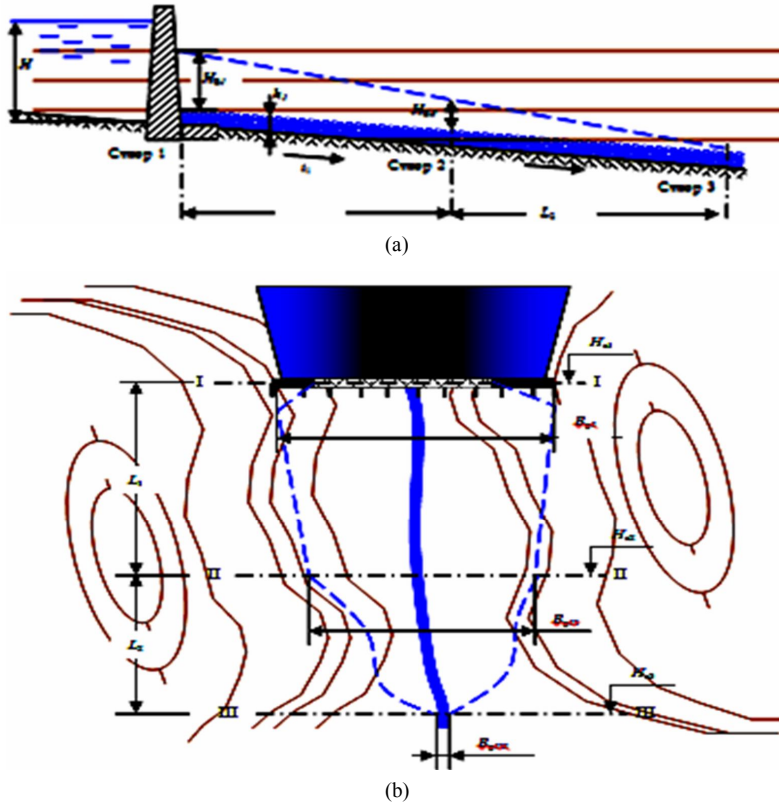


Fig. 4. Graphic method of determining the width of the flood zone in the river sections of sight of the breakthrough wave: (a) - side view; (b) - top view

The average width of the flood zone in the calculated section of the breakthrough wave is determined by the formula:

$$B_{avg(j)} = \frac{B_{p(i)} + B_{p(i-1)}}{2} \text{ (m)}, \tag{14}$$

where $B_{p(i)}, B_{p(i-1)}$ is the width of the flood zones in the adjacent sections of the breakthrough wave, m (Figure 4).

The average value of the water level mark on the calculated flooded area of the breakthrough wave is determined by the formula:

$$H_{avg(j)} = \frac{H_{avg(i)} + H_{avg(i-1)}}{2} \text{ (m)}, \tag{15}$$

where $H_{avg(i)}, H_{avg(i-1)}$ are the average values of the water level mark in the adjacent river sections of motion of the breakthrough wave, m (Figure 4).

The consumption of domestic water flow in the calculation river sections is determined by the formula:

$$W_{B(j)} = B_{\text{avg}(j)} H_{\text{avg}(j)} L_j \text{ (m}^3\text{)}, \quad (16)$$

where $B_{\text{avg}(j)}$ is the average width of the flood zone at the calculated section of the breakthrough wave, m (formula (14)); $H_{\text{avg}(j)}$ is the average value of the water level mark at the calculated flooded section of the breakthrough wave, m (formula (15)), L_j is the width of the calculated section of the breakthrough wave, m.

The total area of the flood zone during the destruction of the GTS support dam is determined by the formula:

$$S_{\text{gen.}} = \frac{\sum_{j=1}^J B_{\text{avg}(j)} H_{\text{avg}(j)} L_j}{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J H_{\text{avg}(j)}} \text{ (m}^2\text{)}, \quad (17)$$

We introduce a condition, the fulfillment of which is final to determine the parameters of the flood zone:

$$\sum_{j=1}^J B_{\text{avg}(j)} H_{\text{avg}(j)} L_j \leq W_B, \quad (18)$$

where $B_{\text{avg}(j)}$ is the average width of the flood zone at the calculated section of the breakthrough wave, m (formula (14)); $H_{\text{avg}(j)}$ is the average value of the water level mark at the calculated flooded section of the breakthrough wave, m (formula (15)); L_j is the width of the calculated section of the breakthrough wave, m (determined by the map); J is the number of calculated river sections.

The total length of the flood zone is determined by the formula:

$$L_{\text{tl}} = \sum_{j=1}^J L_j \text{ (m)}, \quad (19)$$

where L_j is the width of the calculated section of the breakthrough wave, m.

The total duration (estimated time) of flooding after the break of the dam to recovery to domestic water level is determined by the formula:

$$T_{\text{total}} = \sum_{j=1}^J T_j \text{ (hours)}. \quad (20)$$

Thus, the existing sequence of calculations and modeling of flooding processes due to the destruction of the GTS additionally takes into account condition (18) to predict possible total planar and temporal parameters of flooding after the break of the GTS dam to restore domestic water levels.

Verification of the proposed methodology based on the results of calculations and modeling. As an example, take the situation according to which, as a result of a terrorist act, the supporting structures of the hydroelectric power station were completely destroyed. Initial data for calculations: the volume of the reservoir $W_B = 72$ millions m^3 ; the width of the reservoir before the dam $B = 110$ m; the depth of the reservoir in front of the hydro node $H = 42$ m; the depth of the river below the dam $h = 3.2$; the shape of the valley in the river sections of the hydro - parabolic; the river is flat with a well-developed channel, the floodplains of the river are narrow, in places medium, without large resistances. It is necessary to determine the main parameters of the breakthrough wave in the area 45 km from the hydraulic unit.

The problem is solved by formulas (1)-(19). Based on the study of a large-scale map, the 45 km long section is divided into two settlement areas and three river sections. In this example, we take the length of the first calculated section $L_1=25$ km ($i=0.0012$), and the second – $L_2=20$ km ($i=0.001$). The first river sections is the river sections of the destroyed dam, the second river sections between the 1st and 2nd sections and the 3d - at the end of the 3rd section (Figures 3, 4).

1. Determine the parameters of the breakthrough wave in the river sections of complete destruction of the supporting structures of the hydro unit (first river sections).

a) By formula (1) we find the height of the breakthrough wave H_{BI} in the first river sections:

$$H_{BI} = 0,6 \cdot 42 - 3,2 = 22\text{m}$$

b) Determine the time of passage of the breakthrough wave through the river sections of the destroyed dam (time of complete emptying of the reservoir). For approximate calculations of the time of complete emptying of the reservoir with the complete destruction of the hydroelectric structures in formula (2), the coefficient A is taken to be equal to 2.

With the parabolic formula of the channel and floodplain in the river sections of the destroyed hydroelectric factor the coefficient $\mu=0,6$, then:

$$T_I = \frac{72000000 \cdot 2}{3600 \cdot 0,6 \cdot 110 \cdot 42 \cdot \sqrt{42}} = 2,22.$$

2. Determine the basic data of the motion of the breakthrough wave in the first section and the parameters that characterize it in the second river sections.

a) The time of reaching the crest of the wave to the second river sections is determined by formula (3).

In our example, for a river with a well-developed channel, with narrow floodplains without large resistances at a slope of the bottom $i=0.0012$, the average speed of the wave in the first section is $V_1=10$ km/h. According to the data at an inclination of $i=0.0012$ ($i \approx 0.001$), the speed of the wave is in the range of 8–12 km/h, and the average speed of the wave can be assumed to be equal to 10 km/h. The length of the first section $L_1=25$ km. With the specified characteristics of the first section, the time of reaching the breakthrough wave to the second river sections will be equal:

$$t_1 = \frac{25}{10} = 2,5\text{hours.}$$

b) Determine the height of the breakthrough wave in the second river sections. To do this, first determine the value of the ratio of the time of arrival of the wave to the second river sections t_1 at the time of complete emptying of the reservoir T . This ratio is equal to:

$$\frac{t_1}{T_1} = \frac{2,5}{2,22} \approx 1,1.$$

Then, according to Table 3, we determine the values of H_{BII}/H_{BI} and T_{BII}/T_{BI} , which corresponds to the ratio $t_1/T_1 = 1,1$. However, in the table the value of the ratio $t_1/T_1 = 1,1$ is missing. In such cases, the value of the ratio of the height of the breakthrough wave H_{BII}/H_{BI} and the time of the passage of the wave T_{BII}/T_{BI} is determined by interpolation. In this example, the ratio $t_1/T_1 = 1,1$ is between 0,95 and 1,25, and it means that the corresponding ratio $t_1/T_1 = 1,1$ – is between 0,4 and 0,3 and is accepted $H_{BII}/H_{BI} = 0,35$. Thus, the height of the breakthrough wave in the second river sections is equal to:

$$H_{BII} = 0,35 \cdot H_{BI} = 0,35 \cdot 22 = 7,7\text{m.}$$

c) Determine the time of passage of the breakthrough wave through the second river sections. Why in table 3 by interpolation we determine the value of the ratio T_{II}/T_I ; it is equal to 2,05, and then determine the time of flooding in the second river sections:

$$T_{II} = 2,05 \cdot T_I = 2,05 \cdot 2,22 = 4,55 \text{ hours.}$$

Determine the parameters of the breakthrough wave during the movement of its second calculation section and in the third river sections.

a) By formula (3) determine the time of arrival of the breakthrough wave to the third river sections. The length of the second settlement section is 20 km (slope of the river bottom $i=0.001$). On rivers with medium floodplains without large resistances, the average speed of the wave is 8 km/h. With these data, the time of reaching the breakthrough wave to the third river sections will be equal to:

$$t_2 = \frac{20}{8} = 2,5 \text{ hours.}$$

b) to determine the height of the breakthrough wave in the third river sections determine the value of the ratio $t_2/T_{II} + t_1$, it is equal to:

$$\frac{t_2}{T_{II} + t_1} = \frac{2,5}{4,55 + 2,5} = 0,355.$$

From table 3 by interpolation we determine the ratio $H_{BIII}/H_{BII} = 0,75$. From which it follows that the height of the breakthrough wave in the third river sections is equal to:

$$H_{BIII} = 0,73 \cdot H_{BII} = 0,73 \cdot 7,7 = 5,6 \text{ m.}$$

b) The time of passage of the breakthrough wave through the third river sections is determined from the ratio $T_{III}/T_{II} = 1,43$ (Table 3)

$$T_{III} = 1,43 \cdot T_{II} = 1,43 \cdot 4,55 = 6,5 \text{ hours.}$$

As a result of the calculation, the parameters of the breakthrough wave in the river sections of the destroyed hydro unit were set: the height of the breakthrough wave $H_{BI} = 22 \text{ m}$; time of complete emptying of the reservoir $T_I = 2,22 \text{ hours}$.

Data of the breakthrough wave movement on the first calculated section L_1 and its parameters in the second river sections: time of reaching the breakthrough wave to the second river sections $t_1 = 2,5 \text{ hours}$; breakthrough wave height $H_{BII} = 7,7 \text{ m}$; time of passage of a wave through the second river sections $T_{II} = 4,55 \text{ hours}$.

Data on the movement of the breakthrough wave in the second section (L_2) and its parameters in the third river sections: the time of reaching the breakthrough wave to the third river sections $t_2 = 2,5 \text{ hours}$; breakthrough wave height $H_{BIII} = 5,6 \text{ m}$; time of passage of the wave through the third river sections $T_{III} = 6,5 \text{ hours}$.

According to the data obtained on the basis of calculations, a graph of the breakthrough wave is constructed. For clarity, the scale of the breakout wave height is taken to be larger than the vertical scale of the longitudinal profile of the river (see Figure 4 for an example).

In conclusion, it should be noted that the article considers a three-dimensional model of flooding due to the destruction of the GTS, which improved the method of determining the parameters of active and passive flooding. The results of verification (calculations) using the original data are presented, which confirmed the feasibility of its use for forecasting emergencies during the GTA. As a direction of further research, the study of ways to protect low-water bridge structures from ice drifts can be chosen.

REFERENCES

1. Krupneyskiye avarii na gidrotekhnicheskikh sooruzheniyakh <http://www.kommersant.ru/doc/1222760>.
2. Krupneyskiye avarii na GES v mire za posledniye 50 let. – http://expert.ru/ratings/table_531121/.
3. Avariya na Sayano-Shushenskoy GES v avguste 2009 goda <http://ria.ru/spravka/20130817/956779489.html>.
4. Determination of Threshold Runoff for Flood Early Warning in Nepalese Rivers. Dilip Kumar Gautam, Khadananda Dulal, IDRiM 2012 Conference, Regular Articles, Special Issue: 2013, Vol 3, No 1. P.126-136.
5. Makarov O. Okovy dlya vody: gidroelektrostantsii – plyusy i minusy – <http://www.popmech.ru>.
6. Lyapichev YU.P. Gidrologicheskaya i tekhnicheskaya bezopasnost gidrosooruzheniy. – M.: RUDN, 2008. – 222 s.
7. Doslidzhennya Dnistra: 10 rokiv hromadskoye kolohichnoye kspedytsiyi “Dnister” / Redaktor M.I. Zharkikh – Lviv-Kyyiv: 1998 r. – 216 s.
8. Vyshnevskyy V.I. Richky i vodoymy Ukrayiny, stan i vykorystannya. – K.: Vipol, 2000. – 376 s.
9. Denisova A. I., Timchenko V.M. i dr. Gidrologiya i gidrokhimiya Dnepra i yego vodokhranilishch. – K.: Naukova dumka, 1989. – 212 s.
10. Shvets G.I. Mnogovekovaya izmenchivost stoka Dnepra. – Leningrad: Gidrometeoizdat, 1978. – 84 s.
11. Dopolnitelnaya zashchita zemel ot zatopeniya na vodokhranilishche Kanevskoy GES. Tekhnicheskyy otchet. Knigi 1, 3. Arkhivnyy materialy. – Kharkov: Ukrgridproyekt, 1970.
12. Kaskad dneprovskikh vodokhranilishch // Podred. M.S. Kaganera. – Leningrad: Gidrometeoizdat, 1976. – 348 s.
13. Oksiyuk O.P., Timchenko V.M., Dubnyak S. S. I dr. Sostoyaniye ekosistemy Kiyevskogo uchastka Kanevskogo vodokhranilishcha iputyi ego regulirovaniya. – K.: In – t gidrobiologii NANU, 1999. – 60 s.
14. Oksiyuk O.P., Timchenko V. M., Davydov O. A. i dr. Ekologicheskyye popuski Kiyevskoy GES. – K.: In – t gidrobiologii NANU, 2003. – 72 s.
15. Prohnozuvannya povney: zahalnonatsionalna kompleksna systema. // https://www.nas.gov.ua/text/pdf/News/poveni_prognoz.pdf. – 3 s.
16. Metodyka prohnozuvannya ta otsinky naslidkiv povney // <http://um.co.ua/11/11-7/11-70687.html>.
17. Dubnyak S.S. Hidrodynamika milkovod dniprovsykh vodokhovyshch, yiyi ekolohichna rol. Avtoreferat dys. nazdobuttyanauk. stup. kand. heohr. nauk. – K.: Vyd-vo Kyyivskoho natsionalnoho un-tu im. T. Shevchenka, 1997. – 18 s.
18. Timchenko V. M., Dubnyak S. S. Ekologicheskyye aspekty vodnogo rezhima Kiyevskogo uchastka Kanevskogo vodokhranilishcha // Gidrobiol. zhurn. – 2000. – 36, № 3. – S.57-67.
19. Shereshevskiy A. I. Naturnyye nablyudeniya I rezultaty raschetov rasprostraneniya voln popuskov v nizhnem byefe Kiyevskoy GES // Tr. UkrNIGMI. – 1972. – vyp.116, s. 60 – 78.
20. Lysukhin I. F. Metodika inzhenerno-takticheskikh raschetov. – M.: Voenizdat, 1974. – 240 s.
21. Ivankov P. A., Zakharov G. V. Mestnost I yeyo vliyaniye na boyevyye deystviya voysk. – M.: Voenizdat, 1969. – 207 s.
22. Mykhaylyuk V.O., Khalmuradov B. D. Tsyvilna bezpeka: navch. posibn. – K.: tsentruchb. lit., 2008. – 158 s.

Стаття надійшла 17.10.2023

Коцюрба В.І., Михайловський Д.В., Черевко Р.М., Камалов С.В., Процип І.В.

МОДЕЛЮВАННЯ ЗАТОПЛЕННЯ МІСЦЕВОСТІ В НАСЛІДОК ЗРУЙНУВАННЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

У статті наведені нові результати наукових досліджень технічних аспектів процесів прогнозування наслідків надзвичайних ситуацій, що пов'язані із гідротехнічними аваріями. На основі аналізу статистичних даних обґрунтована актуальність піднятого проблемного питання щодо потреби удосконалення існуючого науково-методичного апарату обґрунтування параметрів хвилі прориву та зони затоплення місцевості у разі зруйнування гідротехнічних споруд. Акцентується увага на потребі врахування умови забезпечення витрати об'ємної маси води до поновлення її побутового рівня у нижньому б'єфі русла водної перешкоди. Вказана умова покладена в основу удосконаленої методики визначення параметрів активних та пасивних затоплень місцевості, що ґрунтується на об'ємній моделі повздовжнього перетину прориву гідротехнічної споруди та параметрів хвилі прориву. На підґрунті результатів верифікації запропонованої методики, розрахунків та моделювання за вихідними даними відповідно із розробленою ситуацією зруйнування гідрозулу зроблено висновок про доцільність її застосування для прогнозування надзвичайних ситуацій під час гідротехнічних аварій. Визначені напрямки подальших досліджень.

Keywords: надзвичайна ситуація, гідротехнічна споруда, гідротехнічна аварія, хвиля попуску, хвиля прориву, зона активного (пасивного) затоплення, верхній (нижній) б'єф, проран.

УДК 623.1/.7:007.52 (477)

Котюруба В.І., Михайловський Д.В., Черевко Р.М., Камалов Є.В., Процин І.В. Моделювання затоплення місцевості в наслідок зруйнування гідротехнічних споруд // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 87-101.

Табл. 3. Іл. 4. Бібліогр. 22 назв.

UDC623.1/.7:007.52 (477)

Kotsiuruba V.I., Mykhailovskyi D.V., Cherevko R.M., Kamalov Y.V., Proshchyn I.V. Simulation of flood inflammation due to destruction of hydrotechnical structures// Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 87-101.

Табл. 3. Fig. 4. Ref. 12.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, заслужений винахідник України, начальник управління інноваційних проєктів Центрального воєнно-наукового управління Генерального штабу Збройних Сил України, КОЦЮРУБА Володимир Іванович

Адреса робоча: 03049, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 6, Генеральний штаб Збройних Сил України

Робочий тел.: +38 044 271-08-68, факс +38 044 271-06-97 03680

Мобільний тел.: +38(050) 833-31-90

E-mail: kotcuru@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-6565-9576>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, старший офіцер відділу супроводження інноваційних проєктів з фізичного захисту об'єктів критичної інфраструктури управління інноваційних проєктів Центрального воєнно-наукового управління Генерального штабу Збройних Сил України, МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис Віталійович

Адреса робоча: 03049, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 6, Генеральний штаб Збройних Сил України

Робочий тел.: +38 044 271-08-68

Мобільний тел.: +38(067) 465-85-49

E-mail: mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-3151-8630>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор філософії, старший науковий співробітник Центру

воєнно-стратегічних досліджень Національного університету оборони України, ЧЕРЕВКО Руслан Михайлович

Адреса робоча: 03049, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 28, Національний університет оборони України

Робочий тел.: +38 044 271-06-97, факс +38 044 271-06-97 03680

Мобільний тел.: +38(067) 841-04-44

E-mail: cherepruslan2017@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-0414-0695>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор філософії, начальник кафедри військової підготовки Національного університету оборони України, КАМАЛОВ Євген Віталійович

Адреса робоча: 03049, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 28, Національний університет оборони України

Робочий тел.: +38 044 271-08-68, факс +38 044 271-06-97 03680

Мобільний тел.: +38(093) 846-20-76

E-mail: Kamalov_evgen@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1994-7144>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): Ад'юнкт наукового відділу організації підготовки та атестації науково-педагогічних кадрів науково-методичного центру організації наукової та науково-технічної діяльності Національного університету оборони України ПРОЦИН Ігор Вікторович

Адреса робоча: 03049, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 28, Національний університет оборони України

Робочий тел.: +38 044 271-08-68, факс +38 044 271-06-97 03680

Мобільний тел.: +380672670680

E-mail: pros4in@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-6686-5603>

УДК 539.3

ЧИСЕЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ БАГАТОКРИТЕРІАЛЬНОЇ ПАРАМЕТРИЧНОЇ ОПТИМІЗАЦІЇ ПЕРЕМІЩЕННЯ І ВАГИ ДВОХЗВ'ЯЗНОЇ КОНУСНОЇ ОБОЛОНКИ МІНІМАЛЬНОЇ ПОВЕРХНІ ПРИ ТЕРМОСИЛОВОМУ НАВАНТАЖЕННІ

Г.М. Іванченко,
д-р техн. наук, професор

О.О. Кошевий,
д-р філософії (Ph.D.), доцент

О.П. Кошевий,
канд. техн. наук, доцент

*Київський національний університет будівництва і архітектури
Повітрофлотський просп., 31, м. Київ. 03680*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.102-112

В статті розглянуто чисельне дослідження багатокритеріальної параметричної оптимізації ваги і переміщення двохзв'язної конусної оболонки мінімальної поверхні за допомогою якого вдалося зменшити вагу конструкції на 9.4%, перерозподілити товщину оболонки згідно зовнішньому навантаженню від 1 мм до 25 мм, зменшити переміщення оболонки в 2.55 рази а також дотриматися максимальних напружень 260 МПа, що відповідає обмеженню оптимізаційного розрахунку. Висвітлені вимоги до форми і міцнісних характеристик оболонок мінімальних поверхонь і їх співвідношення при багатокритеріальній параметричній оптимізації.

Ключові слова: оптимізація, параметрична оптимізація, багатокритеріальна оптимізація, оптимізація цільової функції, змінні проектування, обмеження, оболонка мінімальних поверхонь, переміщення по осям X, Y, Z , вага конструкції.

Вступ. Для вирішення проблеми оптимального проектування застосовуються різні методи і підходи. Задачі по вирішенню такого типу задач використовуються для оптимального проектування просторових покриттів, які в сучасній архітектурі є прогресивними конструкціями, якими цікавиться весь світ. Просторові покриття дозволяють придати споруді архітектурну виразність, перекивати великі прольоти і суміщати несучі і огорожувальні функції [1-2].

Оболонки мінімальних поверхонь відносяться до оболонок від'ємної гаусової кривизни. Геометрія мінімальних поверхонь в загальному випадку не піддається аналітичному опису. Для вирішення цієї проблеми, яка пов'язана з вирішенням диференційного рівняння, що описує в загальному вигляді мінімальну поверхню, при відповідних крайових умовах доводиться використовувати методи чисельного аналізу. Такий підхід дозволяє побудувати точковий каркас оболонки, що представляє собою матрицю дискретних рішень функцій, яка шукає задану мінімальну поверхню. З урахування цього, її геометричні характеристики можуть бути отримані тільки в чисельному вигляді [3-4].

Задачі оптимального проектування оболонок мінімальних поверхонь, умовно, можуть бути віднесені для розв'язку неklasичних задач будівельної і прикладної механіки. Їх перетворення до класичного виду виконується на етапі дослідження напружено-деформованого стану.

Умови рівноваги і руху оболонок, побудовані на основі отриманих геометричних співвідношень, представляють собою диференційні рівняння загального виду з змінним коефіцієнтом [5-8]. Дослідження напружено-деформованого стану і коливань оболонок мінімальних поверхонь слід виконувати на основі теорії тонких пружних оболонок. Такий підхід дозволяє розглянути оболонки мінімальної поверхні з різною конфігурацією в плані.

Форму оболонки мінімальних поверхонь задає серединна поверхня, яку визначають як геометричне місце точок, що рівновіддалені від двох поверхонь та обмежують оболонку. Важливим етапом проектування оболонки мінімальної поверхні є геометричне конструювання її серединної поверхні – визначення геометричної форми, яка найкращим чином відповідає сукупності різних вимог. На практиці, частково вдається отримати повну геометричну інтерпретацію таких вимог. Тому її вплив при конструюванні поверхні зводиться до вирішення геометричних задач.

Функціональні вимоги. Архітектурні оболонки можуть виступати в різній функціональній ролі. Головним чином вони використовуються в якості покриттів, але досвід показує, що у вигляді оболонок можуть бути виконані інші конструкції будівлі, які не мають архітектурних вимог [9-12]. В залежності від функціонального призначення оболонки можна розділити на шість типів: покриття, навіси, замкнуті оболонки, покриття і стіни одночасно, стіни, фундаменти і стіни.

Функціональні вимоги в більшій мірі впливають на форму оболонки, але важко представити їх конкретну самостійну геометричну модель без врахувань відриву інших вимог.

Об'ємно-планувальні вимоги. Є одним із визначальних при проектуванні споруд. План будівлі повинен найкращим чином відповідати технології її використання. В більшості випадків промислові будівлі мають прямокутний план. Об'ємно-планувальні рішення громадських будівель різні. Їх можна розділити на дві групи: де важливі акустичні вимоги і де вони не важливі. Будівлі першої групи, як правило, знаходяться на одному місці, другої групи – можуть змінювати своє місцезнаходження [13-15].

Форма плану будівлі залежить від місця основної дії в ньому. По цій властивості будівлі першої групи можна поділити на дві підгрупи: основні дії відбуваються не в центрі (зали для зборів, концертні зали, аудиторії). Форми таких будівель можуть бути – трапецевидні, трикутні, або близькі до них, такі форми можна забезпечити оболонками мінімальних поверхонь. Друга підгрупа – основні дії відбуваються в центрі (стадіони, цирки, спортивні зали, катки). Будівлі цієї підгрупи мають круглу або еліптичну форму.

Конструктивно-розрахункові вимоги. На форму оболонок мінімальних поверхонь важливим чином впливає вид опирання, які геометрично можна віднести до чотирьох груп: опирання в окремих точках – поверхня має особливу точку в місці опирання, або лінія контуру шматка поверхні покриття має точку перелому [16-18]. Друга група – опирання по лініям. Форму опорної лінії слід вважати заданою при геометричному конструюванні поверхні. Третя група – опирання по заданій поверхні, яку слід врахувати як поверхню або площину, на яку спирається оболонка. Четверта група – комбінація перших трьох груп.

Однією із головних конструктивно-розрахункових вимог є величина прольоту, що перекривається оболонкою. Сучасні оболонки виконані з сучасних матеріалів можуть перекривати прольоти до 300 м. Для оболонок деяких форм з величиною прольоту пов'язують стрілу підйому оболонки, оптимальну величину якої вибирають з умов найменшої кількості витрати будівельних матеріалів, при заданих міцнісних характеристиках оболонок мінімальних поверхонь. Наприклад, для циліндричних оболонок оптимальне співвідношення стріли підйому до прольоту можуть врахувати $1/5 - 1/6$.

Несуча здатність оболонки залежить від гаусової кривизни поверхні. У зв'язку з цим відрізняють три види кривизни оболонок: параболічні, гіперболічні, еліптичні ділянки поверхні з додатною гаусовою кривизною. Поверхні складаються із точок виду або мають ділянки із точок різного виду. Оболонки, які мають форму поверхні з додатною і від'ємною гаусовою кривизною, краще працюють на згинальні зусилля, чим з нульовою гаусовою кривизною. Несуча спроможність також залежить від геометричної форми серединної поверхні, характеру зовнішнього навантаження, виду опирання оболонки на диск жорсткості. Статичний розрахунок оболонок мінімальних поверхонь є досить важкою задачею, він ще більш ускладнюється, якщо на поверхні оболонки є три види точок. В сучасній будівельній і

прикладній механіки є певні досягнення в розвитку методів чисельного дослідження оболонок на ПК. У зв'язку з цим виникає необхідність в ефективному визначенні координат точкового каркасу на поверхні оболонки по сітці, яка задана на плані.

Вимоги, які пов'язані з технологією спорудження оболонок покриття. По технологічним ознакам оболонки можна розділити на монолітні і збірні. Для монолітних оболонок важливим моментом є вибір найбільш раціональної опалубки, від якої залежить простота спорудження оболонки і її вартість. Вид опалубки визначається геометрією поверхні оболонки. Збірні оболонки монтується із плоских елементів або криволінійних форм на які при проектуванні повинна бути розділена поверхня оболонки. При цьому вирішуються геометричні задачі приблизного або точного оптимального проектування поверхні [19].

Сантехнічні і акустичні вимоги. При проектуванні деяких споруд, які перекриваються оболонками мінімальних поверхонь, виникає необхідність в спорудження отворів для природнього освітлення. В збірних оболонках отвори можуть будуватися у вигляді секцій між зіставними елементами.

Техніко-економічні вимоги. Однією із головних причин застосування оболонок мінімальних поверхонь в будівництві є економічна доцільність. Вартість конструкції великопрольотного покриття становить велику частину вартості споруди (для промислових будівель біля 50% загальної вартості, для громадських 20-30%). Багатокритеріальна параметрична оптимізація оболонок мінімальних поверхонь дозволяє найбільш ефективно використовувати конструкційний матеріал для перекрытия великих прольотів, що дає максимальну доцільність використання коштів.

Основні співвідношення лінійної теорії тонких пружних оболонок мінімальної поверхні при чисельному дослідженні параметричної оптимізації. Розглянемо тонкі пружні оболонки мінімальної поверхні змінної товщини. Оболонки виконані із матеріалу, який працює в межах загальному закону Гука. При цьому враховуємо, що переміщення малі в порівнянні з товщиною оболонки, тому приймаємо лінійну теорію оболонок, яка базується на гіпотезах Кірхгофа-Лява.

Віднесемо серединну поверхню оболонки до ортогональної системи координат α, β . Тоді координатними лініями будуть лінії головної кривизни. Товщина оболонки h , яка вираховується від серединної поверхні в напрямку нормалі, є змінною $h = h(\alpha, \beta)$.

В декартовій системі координат x, y, z рівняння серединної поверхні можна записати в параметричній формі:

$$x = x(\alpha, \beta); y = y(\alpha, \beta); z = z(\alpha, \beta). \quad (1)$$

Перша і друга квадратна форма для даної серединної поверхні має вигляд:

$$\varphi_1 = A^2 (\alpha\alpha)^2 + B^2 (\alpha\beta)^2; \quad \varphi_2 = L(\alpha\alpha)^2 + N(\alpha\beta)^2, \quad (2)$$

де A і B – параметри Ламе, які пов'язані з приростом дуг координатних ліній рівності.

$$\partial S_1 = A\alpha\alpha; \quad \partial S_2 = B\alpha\beta. \quad (3)$$

Коефіцієнти L і N другої квадратичної форми пов'язані з радіусом головної кривизни R_1 і R_2 співвідношеннями:

$$\frac{1}{R_1} = -\frac{L}{A^2}; \quad \frac{1}{R_2} = -\frac{N}{B^2}. \quad (4)$$

Переміщення серединної поверхні оболонки під дією прикладених термосилових навантажень характеризується компонентами $\mu(\alpha, \beta), v(\alpha, \beta), \omega(\alpha, \beta)$ напрямком яких співпадає з напрямком координатних ліній x, y, z відповідно.

В загальному випадку вирішуючи рівняння лінійної теорії оболонок представляють собою систему диференціальних рівнянь восьмого порядку в частинних похідних [20].

В деяких практично важливих випадках рівняння лінійної теорії оболонок вдається спростити і звести до загального диференційного рівняння. Розглянемо два таких випадка.

До першого відноситься оболонки обертання. Розкладені шукані функції в ряди Фур'є по кутовій координаті дозволяють розділити змінні і звести задачу розрахунку таких оболонок до крайової задачі для системи звичайних диференціальних рівнянь. Приведемо основні відношення моментної теорії оболонок обертання для випадку дії статичних навантажень, яке не створює асиметричне кручення.

В якості гаусових координат α, β серединної поверхні обираємо довжину дуги, яка створена пересіченням довільної площини симетрії, проходячи через вісь обертання з поверхнею оболонки і кут ψ який визначає положення цієї дуги по відношенню до деякої фіксованої дуги. Кут між нормаллю і серединною поверхнею оболонки і віссю її симетрії виразим через θ , радіус кола, який створений пересіченням серединної поверхні площини, нормальною до осі симетрії, позначимо r . В такому випадку $A=1$; $B=r$;

$$\frac{\partial r}{\partial s} = \cos \theta; \quad \frac{1}{R_2} = \frac{\sin \theta}{r}. \quad (5)$$

Деформації серединної поверхні $\varepsilon_1, \varepsilon_r$, кут повороту нормалі \mathcal{G}_1 і параметри зміни кривизни ae_1, ae_2 пов'язані з переміщенням формулами

$$\varepsilon_1 = \frac{du}{ds} + \frac{\omega}{R_1}; \quad \varepsilon_r = \frac{\cos \theta}{r} u + \frac{\sin \theta}{r} \omega; \quad (6)$$

$$\mathcal{G}_1 = \frac{u}{R_1} - \frac{d\omega}{ds}; \quad ae_1 = \frac{d\mathcal{G}_1}{ds}; \quad ae_2 = \frac{\cos \theta}{r} \mathcal{G}_1. \quad (7)$$

Зв'язок поздовжніх зусиль T_1 і T_2 і згинальних моментів M_1, M_2 з компонентами деформацій виражається за допомогою закону Гука:

$$T_1 = \frac{Eh}{1-\nu^2} (\varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2); \quad T_2 = \frac{Eh}{1-\nu^2} (\varepsilon_2 + \nu \varepsilon_1), \quad (8)$$

$$M_1 = D(ae_1 + \nu ae_2); \quad M_2 = D(ae_2 + \nu ae_1), \quad (9)$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}, \quad (10)$$

E – модуль Юнга, D – циліндрична жорсткість, ν – коефіцієнт Пуассона.

Рівняння рівноваги елементів оболонки мінімальної поверхні:

$$\begin{aligned} \frac{d}{ds}(rT_1) - T_2 \cos \theta + \frac{r}{R_1} \theta_1 + rq_1 &= 0, \\ \frac{d}{ds}(rQ_1) - \frac{r}{R_1} T_1 - T_2 \sin \theta + rq_3 &= 0, \\ \frac{1}{r} \frac{d}{ds}(rM_1) - \frac{1}{r} M_2 \cos \theta - Q_1 &= 0, \end{aligned} \quad (11)$$

де Q_1 – перерізуючі зусилля; q_1, q_3 – компоненти вектора інтенсивності зовнішнього навантаження.

Напруження в точці оболонки мінімальної поверхні на відстані z від серединної поверхні виражається через мембранні і згинальні зусилля:

$$\sigma_1 = \frac{T_1}{h} + \frac{12M_1}{h^3} z; \quad \sigma_2 = \frac{T_2}{h} + \frac{12M_1}{h^3} z. \quad (12)$$

Виключаючи із (6-10) ε_1, ae_1 отримаємо систему звичайних диференціальних рівнянь

$$\frac{du}{ds} = -\frac{\omega}{R_1} + \frac{1}{Eh} (T_1 - \nu T_2), \quad \frac{d\omega}{ds} = \frac{u}{R_1} - \mathcal{G}_1, \quad \frac{d\mathcal{G}_1}{ds} = \frac{12}{Eh^3} (M_1 - \nu M_2),$$

$$\begin{aligned} \frac{dT_1}{ds} &= -\frac{1}{r}(T_1 - T_2)\cos\theta - \frac{1}{R_1}Q_1 - q, \quad \frac{dQ_1}{ds} = \frac{1}{R_1}T_1 + \frac{1}{r}T_2\sin\theta - \frac{1}{r}Q_1\cos\theta - q_3, \\ \frac{dM_1}{ds} &= Q_1 - \frac{1}{r}(M_1 - M_2)\cos\theta. \end{aligned} \quad (13)$$

Після виключення із (1.13) T_2 і M_2 за допомогою співвідношень (8-9) система диференціальних рівнянь може бути представлена у вигляді

$$\frac{dy}{ds} = f[s, h(s)]y + q(s). \quad (14)$$

де $y(s) = \text{col}(u, \omega, \vartheta_1, T_1, Q_1, M_1)$ – вектор стану; f – матриця змінних коефіцієнтів; $q(s)$ – вектор навантаження.

Рівняння (14) представляє собою систему звичайних диференціальних рівнянь шостого порядку. Для їх вирішення необхідно задати шість граничних умов – по три на кожному краю [21].

До другого випадку відносяться довгі циліндричні оболонки мінімальних поверхонь, для яких умови опирання на диск жорсткості і задання навантаження незмінне вздовж прямолінійних утворень. Згідно принципу Сен-Венана, на достатній відстані від торців напружено-деформованого стану таких оболонок можна рахувати не залежними від способу опирання торців.

Нехай напрямок прямолінійних утворень співпадає з напрямком координатних ліній α . Тоді

$$\frac{1}{R_1} = 0; \quad A = 1. \quad (15)$$

Елемент оболонки одиничної ширини ($\Delta\alpha$) = I розташований вздовж координатної лінії β , працює в умовах плоскої деформації, що призводить до наступних співвідношень, які пов'язані з деформацією серединної поверхні ε_2 , параметр зміни кривизни ae_2 , кут повороту нормалі ϑ_2 з переміщеннями:

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{B} \frac{dv}{d\beta} + \frac{\omega}{R_2}, \quad ae_2 = \frac{1}{B} \frac{du}{d\beta}, \quad v_2 = -\frac{1}{B} \frac{d\omega}{d\beta} + \frac{v}{R_2}. \quad (16)$$

Співвідношення пружності в цьому випадку мають наступний вигляд:

$$T_1 = \frac{Eh}{1-\nu^2} \nu \varepsilon_2; \quad T_2 = \frac{Eh}{1-\nu^2} \nu \varepsilon_2; \quad M_1 = \nu Dae_2; \quad M_2 = Dae_2. \quad (17)$$

Беручи до уваги, що

$$T_1 = \nu T_2; \quad M_1 = \nu M_2; \quad \varepsilon_2 = \frac{(1-\nu^2)}{Eh} T_2; \quad ae_2 = \frac{M_2}{D}. \quad (18)$$

Рівняння рівноваги виразимо у вигляді:

$$\frac{1}{B} \frac{dQ_2}{d\beta} - \frac{T_2}{R_2} + q_3 = 0, \quad \frac{dT_2}{d\beta} + \frac{B}{R_2} Q_2 + Bq_2 = 0, \quad \frac{1}{B} \frac{dM_2}{d\beta} - Q_2 = 0. \quad (19)$$

де Q_2 – перерізуючі зусилля; q_2 і q_3 – компоненти вектора інтенсивності зовнішнього навантаження [22].

Вводячи позначення $T_2 = T$, $M_2 = M$, $Q_2 = Q'$, $v_2 = \nu$, $R_2 = R$ із (17-19) отримаємо наступну систему звичайних диференціальних рівнянь:

$$\frac{dv}{d\beta} = -\frac{B}{R} \omega + \frac{(1-\nu^2)}{Eh} T, \quad \frac{d\omega}{d\beta} = -B\nu + \frac{B}{R} \nu,$$

$$\frac{dv}{d\beta} = \frac{B}{D}M, \quad \frac{dT}{d\beta} = -\frac{B}{R}Q - Bq_2, \quad \frac{dQ}{d\beta} = \frac{B}{R}T - Bq_3, \quad \frac{dM}{d\beta} = BQ. \quad (20)$$

Система диференціальних рівнянь (20) має шостий порядок, і для її вирішення необхідно задати шість граничних умов (по три на кожному краю) [23].

Чисельне дослідження багатокритеріальної параметричної оптимізації переміщення і ваги двозв'язної конусної оболонки мінімальної поверхні. Для чисельної реалізації багатокритеріальної параметричної оптимізації двозв'язної конусної оболонки мінімальної поверхні була побудована скінчено-елементна модель з пластинчастих скінченних елементів *plate* в кількості 4824 штук та вузлів 4896 штук. По периметру жорстке защемлення з диском землі. Задано термосилове навантаження, яке складається з комбінацією статичних і температурного. Розрахункова модель зображена на рис. 1.

Перед процесом дослідження багатокритеріальної параметричної оптимізації виконується налаштування цільової функції ваги і переміщення. Змінні проектування є товщиною оболонки від 1 до 100 мм. Обмеження виражені напруження по Мізесу 260 МПа. Після виконання розрахунку параметричної оптимізації маємо значення напружень на рис. 2, переміщень на рис. 3 та розподіл товщини 4, а також графік зміни цільових функцій на рис. 5.

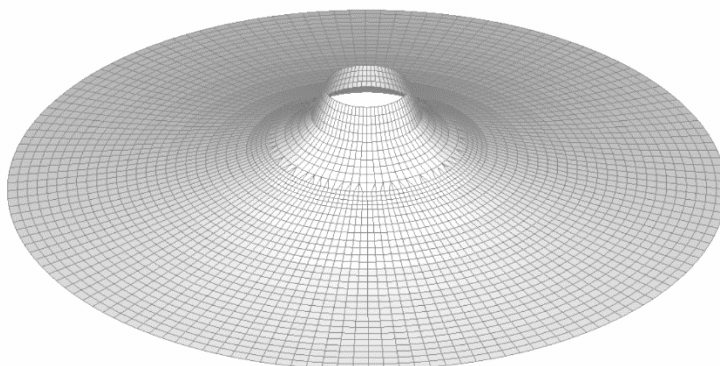


Рис. 1. Скінчено-елементна модель двозв'язної конусної оболонки мінімальної поверхні

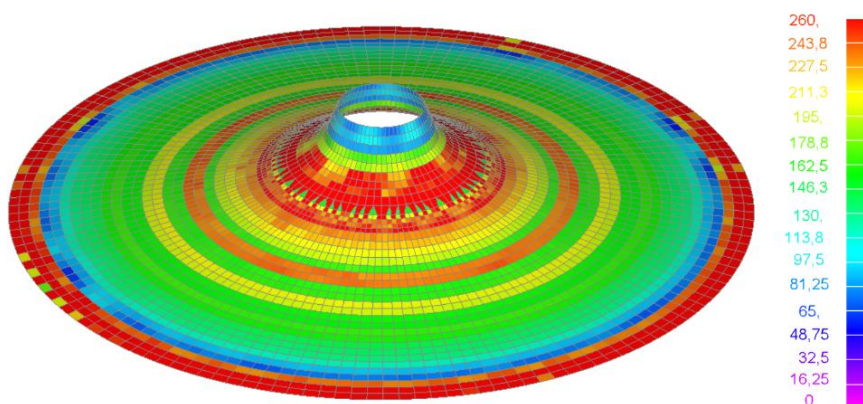


Рис. 2. Напруження по Мізесу оболонки після багатокритеріальної параметричної оптимізації

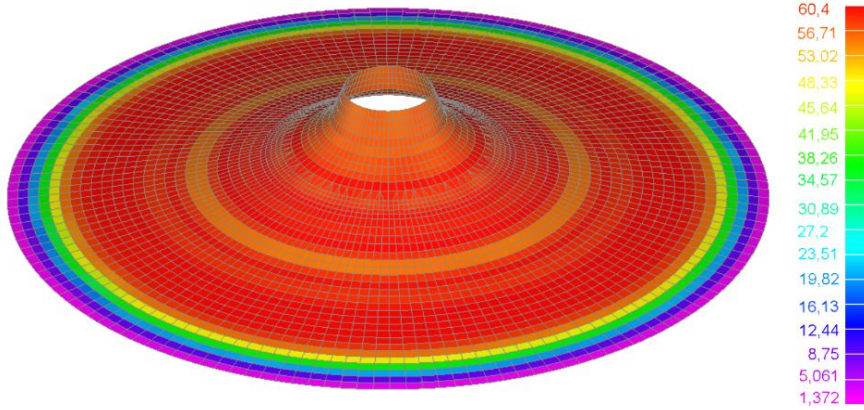


Рис. 3. Переміщення оболонки після багатокритеріальної параметричної оптимізації

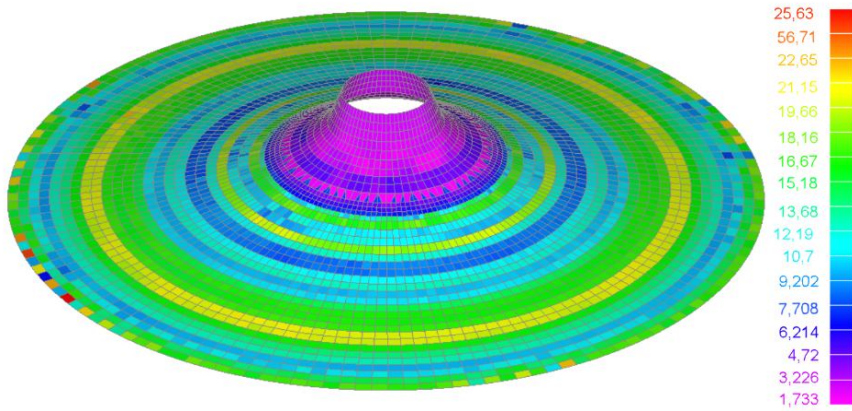


Рис. 4. Розподіл товщини оболонки після багатокритеріальної параметричної оптимізації

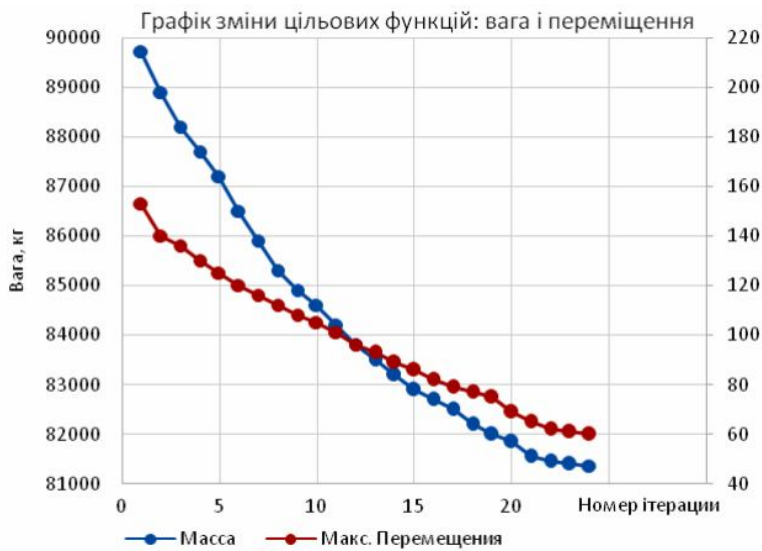


Рис. 5. Розподіл товщини оболонки після багатокритеріальної параметричної оптимізації

Результати чисельного дослідження багатокритеріальної параметричної оптимізації переміщення і ваги двозв'язної конусної оболонки мінімальної поверхні. За допомогою багатокритеріальної параметричної оптимізації вдалося зменшити вагу оболонки на 9,4%, що становить 8360 кг листової сталі, та за допомогою перерозподілу товщини переміщення зменшилися у 2,55 рази і становлять 60 мм рис. 5. Напруження по Мізесу відповідають обмеженню 260 МПа рис. 2. Слід зазначити теоретичний оптимум цільових функцій, в точці пересікання двох цільових функцій, але при цьому обмеження вищі, ніж 260 МПа, в теорії при зміні міцності конструкційної сталі на інший матеріал можна досягти теоретичного оптимума в точці одразу для двох конструкцій.

Розроблена методика авторів показує досить гарні результати, які збігаються з роботами інших авторів і дає можливість використовувати для одного об'єкта дослідження два види оптимізації одночасно. Першим етапом – оптимізація форми, другий етап – багатокритеріальна параметрична оптимізація.

Дана методика дає можливість процесу оптимізації виконувати в автоматизованому режимі, що є важливою прикладною задачею для будівельної і прикладної механіки.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Герасимов Е.Н., Почтман Ю.М., Скалозуб В.В. Многокритериальная оптимизация конструкций. – Донецк: Вища шк. ГлавноеИзд-во – Киев – 1985 – 134 с.
2. Гилл Ф., Моррей У., Райт М. Практическая оптимизация. – М.: Мир, 1985. – 509 с.
3. Іванченко Г.М., Чеверда П.П., Кушніренко М.Г., Козовенко А.М. Аналіз реакцій в елементах просторових схем при різних способах з'єднань // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник. – К.: КНУБА, 2012. – Вип. 90. – С. 163-170.
4. Кошевий О.О. Оптиміальне проектування циліндричних резервуарів з жорсткими оболонками покриття // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник. – К.: КНУБА, 2019. – Вип. 103. – С. 253-265.
5. Кошевий О.О. Оптимізація сталюого звареного резервуару при обмеженні: напружень, переміщень, власних частот коливання. // Будівельні конструкції. Теорія і практика: наук.-техн. збірник. К.: КНУБА. 2018. Вип.3.– С.34 – 50.
6. Гоцуляк С.О., Кошевий О.П., Морсков Ю.А. Чисельне моделювання оболонок, утворених мінімальними поверхнями. // Прикладна геометрія та інженерна графіка: наук.-техн. збірник. К.: КНУБА. 2001. Вип. 69.- С.47-51.
7. Кошевий О.П., Кошевий О.О. Чисельне дослідження власних коливань розтягнутих оболонок утворених мінімальними поверхнями // Містобудування та територіальне планування, Вип. 55. – Київ, КНУБА, 2015. – с. 215-227.
8. Кошевий О.П., Кошевий О.О. Власні коливання оболонок мінімальних поверхонь на круглому та квадратному контурі // Містобудування та територіальне планування, Вип. 59. – Київ, КНУБА, 2016. – с. 234-244
9. Кошевий О.О., Кошевий О.П., Григор'єва Л.О. Чисельна реалізація багатокритеріальної параметричної оптимізації оболонки мінімальної поверхні на прямокутному контурі при термосиловому навантаженні // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник. – К.: КНУБА, 2021. – Вип. 108. – С. 309–324.
10. Кошевой А.П. Устойчивость пластин и оболочек сложной формы // Спротивление материалов и теория сооружений: науч.-тех. сборник. – К.: КИСИ, 1991. – Вип. 59. – С. 65–71.
11. Манита, Л.А. Условья оптимизации в конечномерных нелинейных задачах оптимизации. – М.: Московский государственный институт электроники и математики, 2010. – 81 с.
12. Мелькумова Е.М. О некоторых подходах к решению многокритериальных задач. // Вестник ВГУ. Серия Системный анализ и информационные технологии. – В.: ВГУ– №2– 2010– 3 с.
13. Пелешко І.Д., Юрченко В.В. Оптиміальне проектування металевих конструкцій на сучасному етапі (огляд праць). // Металеві конструкції: збірник наукових праць. – 2009. – №15 – С. 13–21.
14. Пелешко І.Д., Балук І.М. Оптимізація поперечних перерізів стрижнів сталевих конструкцій. // Збірник наукових праць УкрНДІПСК ім. В. М. Шимановського. – К.: Сталь, Вип. 4. – 2009. – С. 142–151.
15. Пелешко І.Д., Лісоцький Р.В., Балук І.М. Оптиміальне проектування сталеві стрижневої конструкції покриття торгово-розважального комплексу. // Збірник наукових праць УкрНДІПСК ім. В. М. Шимановського. – К.: Сталь, Вип. 5. – 2010. – С. 181–191.
16. Сахаров А.С., Кислюкий В.Н., Киричевский В.В., Альтенбах И., Габберт У., Данкерт Ю., Кенплер Х., Кочык З. Метод конечных элементов в механике твердых тел // Видавництво Вища школа. Головное издательство – Киев – 1982. – 480 с.
17. Bazenov V.A., Gaidaichuk V.V., Koshevoy A.P. Stability of multiply connected ribbed shells and plates in a magnetic field. // Journal of Soviet Mathematics 66(6). –1993. – С. 2631–2636.

18. *Cheung Y. K.* The Finite Strip Method. Them. – Boca Raton. : CRC Press, 1997. – 416 p
19. *Guest J.K., Prievost J., Belytschko T.* Achieving minimum length scale in topology optimization using nodal design variables and projection functions. // International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2004. – 61(2) – P.238–254.
20. *Kroese D.P., Taimre T., Botev Z.I.* Handbook of Monte Carlo Methods. —New York: John Wiley and Sons, 2011. — 772 p.
21. *Lobo M.S., Vandenbeghe L., Boyd S.* Applications of second-order cone programming. // Linear Algebra and its Applications. – 1998. – Vol. 284, no. 1. – P. 193–228.
22. *Yonekura K., Kanno Y.* Second-order cone programming with warm start for elastoplastic analysis with von mises yield criterion. // Optimization and Engineering. – 2012. – Vol. 13, no. 2. – P. 181–218.
23. *Wasiytnski Z., Brandt A.* The present state of knowledge in the field of Optimum design of structures. // Appl. Mech. Rev. – 1963. Vol. 16 no. 5. – P. 341–350.

REFERENCES

1. *Herasymov E.N., Pochtman Yu.M., Skalozub V.V.* Mnohokryterialna optymyzatsiya konstruksyy. (Multicriteria optimization of structures). – Donetsk: Vyscha shkola. Hlavnoe Yzd-vo – Kyev – 1985 – 134 p.
2. *Hyll F., Myrrey U., Rayt M.* Praktycheskaya optymyzatsiya. (Practical optimization). – M.: Myr, 1985. – 509 p.
3. *Ivanchenko H.M., Cheverda P.P., Kushnirenko M.H., Kozovenko A.M.* Analiz reaktsiy v elementakh prostorovykh skhem pry ryznykh sposobakh z'yednan' (Analysis of reactions in elements of spatial schemes with different methods of connections) // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA, 2012. – Issue. 90. – P. 163–170.
4. *Koshevyi O.O.* Optymalne proektuvannya tsylindrychnykh rezervuariv z zhorstkymy obolonkami pokryttya. (Optimal design of cylindrical tanks with rigid coatings) // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA, 2019. – №. 103. – P. 253–265.
5. *Koshevyi O.O.* Optymizatsiya stalnoho zvarenoho rezervuaru pry obmezheni: napruzheni, peremishcheni, vlasnykh chastot kolyvannya. (Optimization of steel welded tank with limitations: stresses, displacements, natural frequencies of oscillations). // Budivelniki konstruksiyi. Teoriya i praktyka: nauk.-tekh. zbirnyk. K.: KNUBA. 2018. №.3. – P.34 – 50.
6. *Hotsulyak Ye.O., Koshevyi O.P., Morskoy Yu.A.* Chyselne modelyuvannya obolonok, utvorenykh minimalnykh poverkhniamy. (Numerical modeling of shells for medby minimal surfaces). // Prykladna geometriya ta inzhenerna hrafiyka: nauk.-tekh. zbirnyk. K.: KNUBA. 2001. №. 69. – P.47–51.
7. *Koshevyi O.P., Koshevyi O.O.* Chyselne doslidzhennya vlasnykh kolyvan' roztyahnutykh obolonok utvorenykh minimalnykh poverkhniamy. (Numerical study of natural oscillations of stretched shells for medby minimal surfaces) // Mistobuduvannya ta terytorialne planuvannya, №. 55. – Kyiv, KNUBA, 2015. – P. 215–227.
8. *Koshevyi O.P., Koshevyi O.O.* Vlasni kolyvannya obolonok minimalnykh poverkhon' na kruhlomu ta kvadratnomu konturi. (Own oscillations of shells of minimal surfaces on a round and square contour) // Mistobuduvannya ta terytorialne planuvannya, №. 59. – Kyiv, KNUBA, 2016. – P. 234–244.
9. *Koshevyi O.O., Koshevyi O.P., Hryhor'yeva L.O.* Chyselna realizatsiya bahatokryterialnoyi parametrychnoyi optymyzatsiyi obolonky minimalnoyi poverkhni na pryamokutnomu konturi pry termosylovomu navantazheni (Numerical implementation of multi-criteria parametric optimization of minimum surface shell on a rectangular contour under thermoforced loading) // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA, 2021. – Vyp. 108. – S. 309–324.
10. *Koshevoy A.P.* Ustoychivost' plastin i obolochek slozhnoy formi (Stability of plates and shells of complex shape) // Soprotivleniy materialov i teoriya sooruzheniy: nauch.-tekhsbornik. – K.: KISI, 1991. – Vip. 59. – P. 65–71.
11. *Manyta L.A.* Usloviya optymyzatsiyi v konechnomernykh nelyneynykh zadachakh optymyzatsiyi. (Optimization conditions in finite-dimensional nonlinear optimization problems). – M.: Moskovskiy hosudarstvenniy instytut elektroniky y matematiki, 2010. – 81 p.
12. *Mel'kumova E.M.* O nekotorykh podkhodakh k resheniyu mnohokryterialnykh zadach. (About some approaches to solving multicriteria problems). // Vestnyk VHU. Seryya Systemnyy analiz y ynfomatsyonnye tekhnolohyy. – V.: VHU – №2 – 2010 – 3 p.
13. *Peleshko I.D., Yurchenko V.V.* Optymalne proektuvannya metalevykh konstruksiy na suchasnomu etapi (ohlyad prats). (Optimal design of metal structures at the present stage (review of works)). // Metalevi konstruksiyi: zbirnyk naukovykh prats. – 2009. – №15 – P. 13–21.
14. *Peleshko I.D., Baluk I.M.* Optymizatsiya poperechnykh pereriziv stryzhniv stalevykh konstruksiy. (Optimization of crosssections of rods of steel structures). // Zbirnyk naukovykh prats UkrNDIPSKim. V. M. Shymanovskoho. – K.: Stal, №. 4. – 2009. – P. 142–151.
15. *Peleshko I.D., Lisotskiy R.V., Baluk I.M.* Optymalne proektuvannya stalevoyi stryzhnevoyi konstruksiyi pokryttya torhovo-rozvazhalnoho kompleksu. (Optimal design of a steel rod cover structure of a shopping and entertainment complex). // Zbirnyk naukovykh prats UkrNDIPSKim. V. M. Shymanovskoho. – K.: Stal, №. 5. – 2010. – P. 181–191.
16. *Sakharov A.S., Kyslokiy V.N., Kyrychevskyy V.V., Al'tenbakh Y., Habbert U., Dankert YU., Keppler KH., Kochyk Z.* Metod konechnykh elementov v mekhanike tverdykh tel. (Finite element method in solid mechanics) // Vydavnytstvo Vyscha shkola. Holovnoe yzdatel'stvo – Kyev – 1982. – 480 p.

17. Bazenov V.A., Gaidaichuk V.V., Koshevoy A.P. Stability of multiply connected ribbed shells and plates in a magnetic field. // Journal of Soviet Mathematics 66(6). –1993. – С. 2631–2636.
18. Cheung Y. K. The Finite Strip Method. Them. – Boca Raton. : CRC Press, 1997. – 416 p.
19. Guest J.K., Prievost J., Belytschko T. Achieving minimum length scale in topology optimization using nodal design variables and projection functions. // International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2004. –61(2) – P.238–254.
20. Kroese D.P., Taimre T., Botev Z.I. Handbook of Monte Carlo Methods. — New York: John Wiley and Sons, 2011. — 772 p.
21. Lobo M.S., Vandenbeghe L., Boyd S. Applications of second-order cone programming. // Linear Algebra and its Applications. – 1998. – Vol. 284, no. 1. – P. 193–228.
22. Yonekura K., Kanno Y. Second-order cone programming with warmstart for elastoplastic analysis with von Mises yield criterion. // Optimization and Engineering. – 2012. – Vol. 13, no. 2. – P. 181–218.
23. Wasiytynski Z., Brandt A. The present state of knowledge in the field of Optimum design of structures. // Appl. Mech. Rev. – 1963. Vol. 16 no. 5. – P. 341-35.

Стаття надійшла 29.09.2023

Іванченко Г.М., Кошевий О.О., Кошевий О.П.

ЧИСЕЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ БАГАТОКРИТЕРІАЛЬНОЇ ПАРАМЕТРИЧНОЇ ОПТИМІЗАЦІЇ ПЕРЕМІЩЕННЯ І ВАГИ ДВОХЗВ'ЯЗНОЇ КОНУСНОЇ ОБОЛОНКИ МІНІМАЛЬНОЇ ПОВЕРХНІ ПРИ ТЕРМОСИЛОВОМУ НАВАНТАЖЕННІ.

Для вирішення проблеми оптимального проектування застосовуються різні методи і підходи. Задачі по вирішенню такого типу задач використовуються для оптимального проектування просторових покриттів, які в сучасній архітектурі є прогресивними конструкціями, якими цікавиться весь світ. Просторові покриття дозволяють придати споруді архітектурну виразність, перекривати великі прольоти і суміщати несучі і огорожувальні функції.

Оболонки мінімальних поверхонь відносяться до оболонок від'ємної гаусової кривизни. Геометрія мінімальних поверхонь в загальному випадку не піддається аналітичному опису. Для вирішення цієї проблеми, яка пов'язана з вирішенням диференційного рівняння, яке описує в загальному вигляді мінімальну поверхню, при відповідних крайових умовах доводиться використовувати методи чисельного аналізу. Такий підхід дозволяє побудувати точковий каркас оболонки, що представляє собою матрицю дискретних рішень функцій, яка шукає задану мінімальну поверхню. З урахування цього, її геометричні характеристики можуть бути отримані тільки в чисельному вигляді.

Висвітлені основні співвідношення лінійної теорії тонких пружних оболонок мініимальної поверхні при чисельному дослідженні параметричної оптимізації. Висвітлено математичні обґрунтування, як сприймається зовнішнє навантаження і процес створення напружено-деформованого стану оболонок мінімальних поверхонь.

Для чисельної реалізації багатокритеріальної параметричної оптимізації двозв'язної конусної оболонки мініимальної поверхні була побудована скінчено-елементна модель з пластинчастих скінчених елементів *plate* в кількості 4824 штук та вузлів 4896 штук. По периметру жорстке зашумлення з диском землі. Задано термосилове навантаження, яке складається з комбінацією статичних і температурного навантаження.

Розроблена методика авторів показує досить гарні результати, які збігаються з роботами інших авторів і дає можливість використовувати для одного об'єкта дослідження два види оптимізації одночасно. Першим етапом – оптимізація форми, другий етап – багатокритеріальна параметрична оптимізація.

Дана методика дає можливість процесу оптимізації виконувати в автоматизованому режимі, що є важливою прикладною задачею для будівельної і прикладної механіки.

Ключові слова: оптимізація, параметрична оптимізація, багатокритеріальна оптимізація, оптимізація цільової функції, змінні проектування, обмеження, оболонки мінімальних поверхонь, переміщення по осям X, Y, Z , вага конструкції.

Ivanchenko H.M., Koshevyi O.O., Koshevyi O.P.

A NUMERICAL STUDY OF THE MULTICRITERIA PARAMETRIC OPTIMIZATION OF THE DISPLACEMENT AND WEIGHT OF A TWO-CONNECTED CONICAL SHELL OF MINIMAL SURFACE UNDER THERMAL AND POWER LOADING.

Various methods and approaches are used to solve the problem of optimal design. Problems of this type are used for the optimal design of spatial coverings, which in modern architecture are progressive structures that are of interest to the whole world. Spatial coatings allow to give the building architectural expressiveness, cover large spans and combine load-bearing and enclosing functions.

The hulls of minimal surfaces are the hulls of negative Gaussian curvature. In general, the geometry of minimal surfaces cannot be described analytically. To solve this problem, which is associated with solving the differential equation that describes the minimal surface in general, under appropriate boundary conditions, one has to use methods of numerical analysis. This approach allows us to build a point frame of the shell, which is a matrix of discrete solutions of functions that searches for a given minimum surface. In view of this, its geometric characteristics can be obtained only in numerical form.

The basic relations of the linear theory of thin elastic shells of minimal surface are highlighted in the numerical study of parametric optimization. The mathematical justifications of how the external load is perceived and the process of creating the stress-strain state of the shells of minimal surfaces are highlighted.

For the numerical implementation of the multicriteria parametric optimization of a double-connected conical shell of minimal surface, a finite element model was built from plate finite elements in the amount of 4824 pieces and 4896 nodes. The perimeter is rigidly clamped to the ground disk. The thermal force load is set, which consists of a combination of static and temperature loads.

The developed methodology shows quite good results that coincide with the works of other authors and makes it possible to use two types of optimization for one research object simultaneously. The first stage is shape optimization, and the second stage is multicriteria parametric optimization.

This methodology makes it possible to perform optimization processes in an automated mode, which is an important applied task for construction and applied mechanics.

Keywords: optimization, parametric optimization, multicriteria optimization, objective function optimization, design variables, constraints, minimum surface envelopes, displacements along the X , Y , Z axes, weight of the structure.

УДК 539.3

Иванченко Г.М., Кошевий О.О., Кошевий О.П. Чисельне дослідження багатокритеріальної параметричної оптимізації переміщення і ваги двохв'язної конусної оболонки мінімальної поверхні при термосиловому навантаженні // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 102-112.

В статті розглянуто чисельне дослідження багатокритеріальної параметричної оптимізації ваги і переміщення двохв'язної конусної оболонки мінімальної поверхні за допомогою якого вдалося зменшити вагу конструкції на 9.4%, перерозподілити товщину оболонки згідно зовнішньому навантаженню, а також зменшити переміщення оболонки в 2.55 після оптимізаційного розрахунку, при цьому напруження по Мізесу відповідає обмеженню 260 МПа.

Таб. 0. Іл. 5. Бібліогр. 23 назв.

UDS 539.3

Ivanchenko G.M., Koshevyi O.O., Koshevyi O.P. A numerical study of the multicriteria parametric optimization of the displacement and weight of a two-connected conical shell of minimal surface under thermal and power loading // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 102-112.

The paper deals with a numerical study of the multicriteria parametric optimization of the weight and displacement of a double-connected conical shell of minimal surface, which allowed to reduce the weight of the structure by 9.4%, redistribute the shell thickness according to the external load, and reduce the displacement of the shell by 2.55 after the optimization calculation, while the Mises stress corresponds to the limit of 260 MPa.

Tabl. 0. Fig. 5. Ref. 23.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, декан будівельного факультету КНУБА ІВАНЧЕНКО Григорій Михайлович.

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ІВАНЧЕНКУ Григорію Михайловичу

Робочий тел.: +38(044) 248-32-37

Мобільний тел.: +38(067) 597-19-48

E-mail: ivgm61@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-1172-2845>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): доктор філософії (Ph.D.), доцент, доцент кафедри теоретичної механіки КОШЕВИЙ Олександр Олександрович

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, КОШЕВОМУ Олександру Олександровичу

Робочий тел.: +38(044) 241-55-36

Мобільний тел.: +38(098) 207-01-37

E-mail: a380982070137@gmail.com.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1903-2905>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри опору матеріалів КНУБА, КОШЕВИЙ Олександр Петрович.

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, КОШЕВОМУ Олександру Петровичу.

Робочий тел.: +38(044) 241-54-21

Мобільний тел.: +38(050)-441-52-30

E-mail: a0504415230@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-7796-0443>

УДК 624.014, 621.039.58

ОЦІНКА БЕЗПЕКИ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЕНЕРГОБЛОКІВ АТОМНИХ СТАНЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ОСОБЛИВИХ УМОВ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

О.П. Шугайло¹,

д-р філософії

С.І. Білик²,

д-р техн. наук, професор

¹Державне підприємство «Державний науково-технічний центр з ядерної та радіаційної безпеки», Київ

²Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.113-124

Особливі умови експлуатації сталевих конструкцій енергоблоків атомних станцій (підвищена температура оточуючого середовища, необхідність врахування одночасної дії декількох епізодичних впливів тощо) вимагають використання спеціальних підходів до оцінки їх безпеки. Водночас, існуюче нормативне та методичне забезпечення не достатньо охоплює аспекти оцінки безпеки цих конструкцій з урахуванням особливих умов їх експлуатації. Усунення цього недоліку сприятиме підвищенню рівня безпеки сталевих конструкцій енергоблоків атомних станцій.

Ключові слова: оцінка безпеки, динамічні навантаження, частота власних коливань, сталеві конструкції, епізодичні навантаження, міцність, раціональне проектування.

Вступ. На енергоблоках атомних електричних станцій (АЕС) з використанням сталей реалізують різноманітні конструктивні форми практично будь-якого призначення: від масштабних елементів крану кругової дії реакторного відділення до опорних конструкцій обладнання і трубопроводів. Ці сталеві конструкції енергоблоків АЕС знаходяться в особливих умовах експлуатації, серед яких підвищена температура оточуючого середовища, необхідність врахування сейсмічних впливів з повторюваністю 1 раз на 10000 років, одночасної дії декількох епізодичних впливів тощо.

Сейсмічний вплив відноситься до одного з найнебезпечніших впливів природного характеру для енергоблоків АЕС, який може призвести до відмов із загальної причини (тобто, численних відмов конструкцій, систем і елементів енергоблоку АЕС внаслідок однієї причини, що включає, зокрема зовнішні впливи). Серед згаданого різноманіття сталевих конструкцій важливу роль в забезпеченні безпеки АЕС відіграють опорні конструкції обладнання та трубопроводів, внаслідок того, що їх сейсмостійкість визначається, в тому числі, сейсмостійкістю опорних конструкцій, для виготовлення яких загалом використовуються швелери, кутики, профілі гнучі замкнені тощо. Приклади сталевих опорних конструкцій обладнання та трубопроводів енергоблоків АЕС (надалі – опорні конструкції) представлені на рис. 1.

З одного боку, оцінка безпеки опорних конструкцій має здійснюватися у відповідності до державних будівельних норм (ДБН). Водночас, пряме використання ДБН стосовно опорних конструкцій є недостатньо коректним та прийнятним, оскільки їх положення орієнтовані на традиційні сталеві конструкції, які піддані стандартним навантаженням і впливам, та не враховують згадані вище особливі умови експлуатації опорних конструкцій, а також ступень їх відповідальності щодо забезпечення безпеки АЕС під час та після сейсмічних впливів.

З іншого боку, нормативно-правові акти з ядерної та радіаційної безпеки, наприклад НП 306.2.208-2016 [1], стосовно опорних конструкцій регламентують загалом лише вимоги до сполучень технологічних умов експлуатації та сейсмічних впливів, що обумовлено сучасною концепцією розвитку нормативно-правової бази України щодо забезпечення безпеки АЕС, яка передбачає розробку та впровадження нормативно-правових актів, що містять загальні регулюючі вимоги [2].

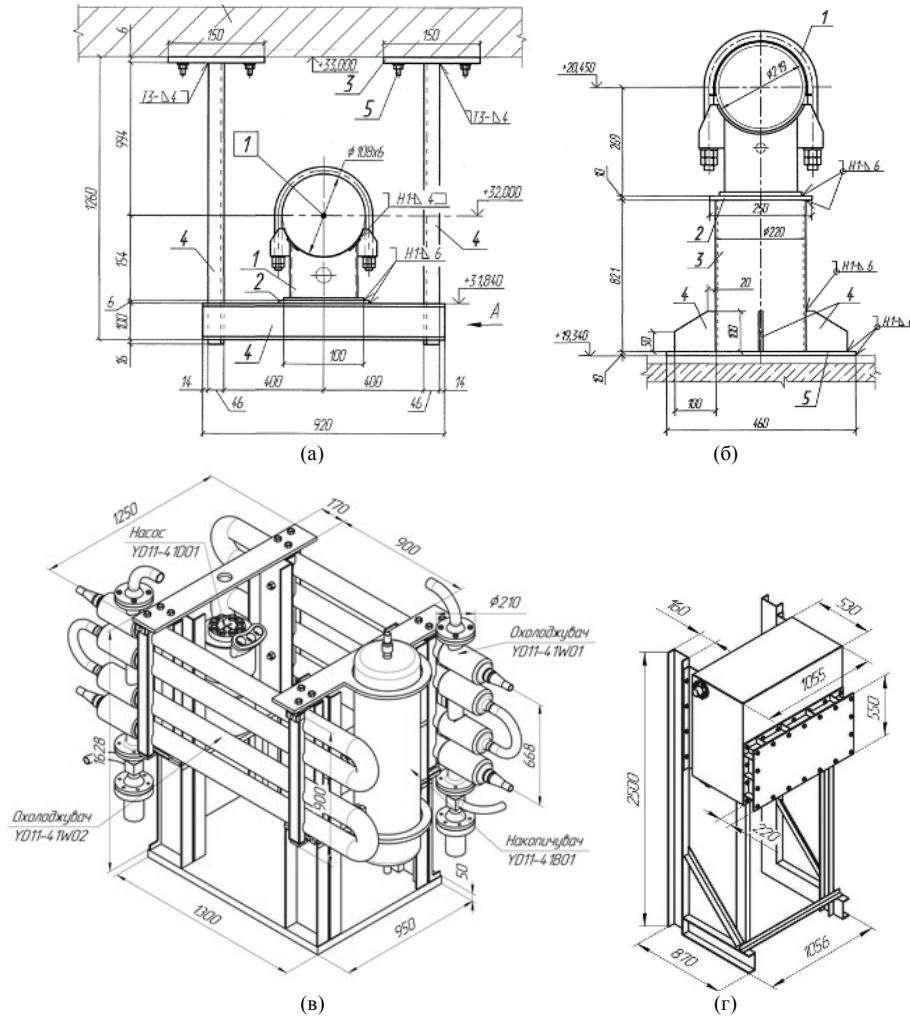


Рис. 1. Приклади опорних конструкцій обладнання та трубопроводів енергоблоків АЕС

Отже, існуюче нормативне та методичне забезпечення не достатньо охоплює аспекти оцінки безпеки опорних конструкцій з урахуванням особливих умов їх експлуатації.

З урахуванням викладеного, актуальним постало питання розробки, формування та узагальнення підходів до оцінки безпеки опорних конструкцій, які враховують особливі умови їх експлуатації, а також ступень відповідальності щодо забезпечення безпеки АЕС під час та після сейсмічних впливів, що і є метою цієї статті.

Розробці запропонованих підходів до оцінки безпеки опорних конструкцій з урахуванням особливих умов їх експлуатації передували [3-7]: аналіз особливих умов експлуатації, визначення специфічних навантажень та їх розрахункових сполучень, формування загальних принципів оцінки сейсмічної міцності, дослідження напружено-деформованого стану.

Загальний підхід до оцінки безпеки. В атомній енергетиці стосовно конструкцій енергоблоків АЕС прийнятий такий загальний підхід: під час оцінки безпеки за основу технічних прийомів та теоретичних засад приймають положення відповідних державних будівельних норм. Водночас, врахування відповідальності конструкцій АЕС за ядерну та радіаційну безпеку, а також особливих умов їх експлуатації здійснюється шляхом: введення спеціальних коефіцієнтів стосовно значень навантажень та впливів,

розрахункових сполучень навантажень; встановлення спеціальних критеріїв відповідних величин; встановлення спеціальних вимог до епізодичних впливів тощо. Цей підхід успішно апробований національною багаторічною практикою проектування та оцінки безпеки конструкцій енергоблоків АЕС. З урахуванням викладеного, під час оцінки безпеки опорних конструкцій в якості основних технічних прийомів та теоретичних засад приймемо положення ДБН В 2.6-198:2014 [8], ДБН В.1.2-2:2006 [9] та ДБН В.1.2-14:2018 [10]. Врахування особливих умов експлуатації опорних конструкцій здійснюватиметься шляхом уточнення або розширення відповідних положень цих державних будівельних норм. При цьому, під час оцінки безпеки опорних конструкцій необхідним є дотримання консервативного підходу, відповідно до якого для параметрів і характеристик опорних конструкцій приймаються значення і межі, які явно призводять до більш несприятливих результатів.

Класифікація опорних конструкцій згідно державних будівельних норм. Відмова опорних конструкцій (не виконання своїх функцій в повному обсязі) потенційно може привести як до аварії на АЕС, так і до перевищення допустимих рівнів загального радіоактивного забруднення робочих поверхонь та/або допустимих концентрацій радіонуклідів у повітрі робочих приміщень [1]. Отже, з погляду потенційного негативного впливу відмови опорних конструкцій на ядерну та радіаційну безпеку енергоблоку АЕС необхідно:

- відносити їх до категорії відповідальності «А» згідно ДБН В 2.6-198:2014 [8];
- розрахунковий переріз відносити до I класу напружено-деформованого стану згідно ДБН В 2.6-198:2014 [8], тобто нормальні напруження на всіх ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі і можуть досягати його лише в найбільш напружених волокнах перерізу;
- відносити їх до класу наслідків СС3 згідно ДБН В.1.2-14:2018 [10].

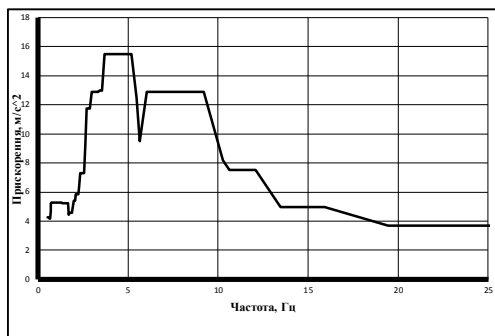
Сейсмічні вихідні дані. Опорні конструкції розміщуються всередині будівель та споруд енергоблоку АЕС. Отже, наведені в ДБН В.1.1-12:2014 [11] динамічні навантаження у вигляді залежності спектрального коефіцієнта динамічності від категорії ґрунту за сейсмічними властивостями не можуть бути використані як вихідні сейсмічні дані. Замість них в якості динамічних навантажень, викликаних землетрусом, повинні використовуватися поверхові спектри відгуку, які відображають розподіл максимальних значень прискорень відгуку матеріальної системи за частотами зовнішнього впливу, що залежать від співвідношення частотної характеристики системи і спектра впливу. Приклади поверхових спектрів відгуку представлені на рис. 2.

Згідно НП 306.2.208-2016 [1] поверхові спектри відгуку повинні бути визначені відповідно до спектра відгуку ґрунту, отриманого за результатами спеціальних сейсмологічних досліджень конкретного промислового майданчика АЕС.

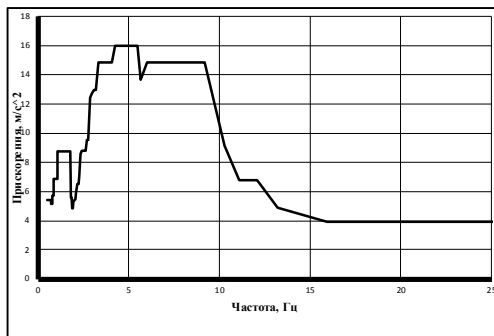
Фізико-механічні характеристики опорних конструкцій. Внутрішні параметри середовища герметичного об'єму (ГО) енергоблоку АЕС є зовнішніми параметрами навколишнього середовища для опорних конструкцій. В режимах нормальної експлуатації (НЕ), порушень нормальної експлуатації (ПНЕ) температура в ГО не перевищує 100°C. Водночас, під час максимальної проекційної аварії (ПА) «Двосторонній розрив головного циркуляційного трубопроводу Ду 850» на енергоблоці АЕС температура в ГО сягає значення близько 150°C, що в свою чергу впливає на значення фізико-механічних характеристик матеріалів опорних конструкцій. В цьому випадку необхідно дотримуватися вимог ДБН В.1.2-14:2018 [10] стосовно того, що у розрахункових ситуаціях, в яких властивості матеріалів конструкцій можуть змінюватися внаслідок впливу навколишнього середовища, розрахункове значення повинно встановлюватися з урахуванням таких змін. Для виготовлення опорних конструкцій використовуються матеріали, регламентовані ДБН В 2.6-198:2014 [8], який не містить відомостей щодо значень фізико-механічних характеристик матеріалів за температури 150°C. З урахуванням викладеного та керуючись положеннями ДСТУ-Н Б.В.2.6-

211:2016 [12] для використання пропонуються такі значення фізико-механічних характеристик вуглецевих сталей за температури 150°C:

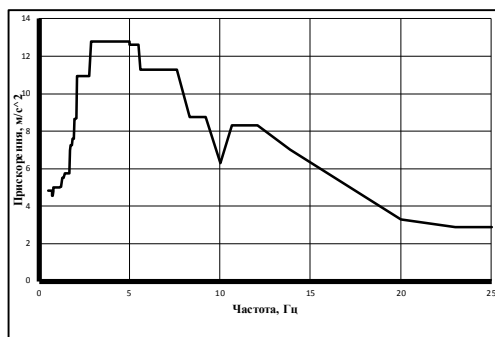
- характеристичний опір сталі за границею плинності: $R_{yn}^{150^{\circ}C} = 1,000 \cdot R_{yn}^{ДБН198}$;
- границя пропорційності: $R_p^{150^{\circ}C} = 0,904 \cdot R_{yn}^{ДБН198}$;
- модуль пружності: $E^{150^{\circ}C} = 0,950 \cdot E^{ДБН198}$.



(a)



(б)



(в)

Рис. 2. Приклади поверхових спектрів відгуків реакторного відділення енергоблоку АЕС з реакторною установкою ВВЕР-1000: (а) - поверховий спектр відповіді за горизонтальним напрямком X; (б) поверховий спектр відповіді за горизонтальним напрямком Y; (в) - поверховий спектр відповіді за вертикальним напрямком Z

При тому, значення коефіцієнтів зниження характеристичного опору сталі за границею плинності, границі пропорційності та модулю пружності за температури 150°C розраховані з використанням лінійної інтерполяції даних ДСТУ-Н Б.В.2.6-211:2016 [12] щодо зміни параметрів діаграми «напруження-деформація» вуглецевих сталей за підвищених температур.

Для режимів НЕ, ПНЕ та ПА, в яких температура в ГО не перевищує 100°C, значення фізико-механічних характеристик приймаються відповідно до ДБН В 2.6-198:2014 [8].

Під час оцінки міцності конструкції за сейсмічних впливів ДБН В.1.1-12:2014 [11] пропонує враховувати підвищення механічних властивостей матеріалів за високих швидкостей навантажень. Врахування цього ефекту відбувається шляхом використання коефіцієнту $m=1,3$ (для сталевих конструкцій), який використовується для зменшення частини розрахункового значення зусилля, напруження або іншого силового фактора, що пов'язаний із виключно сейсмічним навантаженням. З погляду важливості опорних конструкцій для забезпечення ядерної та радіаційної безпеки енергоблоку АЕС та задля забезпечення консервативності отриманих оцінок безпеки рекомендується не враховувати підвищення механічних властивостей матеріалів опорних конструкцій за високих швидкостей навантажень під час сейсмічних впливів.

Навантаження та впливи на опорні конструкції. Під час роботи енергоблоку АЕС в режимах НЕ, ПНЕ та ПА на опорні конструкції передаються механічні навантаження від

обладнання та трубопроводів. Під час землетрусу опорні конструкції додатково до навантажень НЕ, ПНЕ, ПА піддаються динамічному впливу, що викликаний максимальним розрахунковим землетрусом (МРЗ) або проєктним землетрусом (ПЗ). Отже, під час експлуатації опорні конструкції піддані яcosновним, так і епізодичним навантаженням. При тому, до основних навантажень на опорні конструкції відносяться:

- постійні: власна вага опорної конструкції;
- змінні тривалі: вага обладнання/трубопроводу, вага теплової ізоляції обладнання/трубопроводу, навантаження від середовища обладнання/трубопроводу під час НЕ;
- змінні короточасні: навантаження від середовища обладнання/трубопроводу під час ПНЕ.

До епізодичних навантажень на опорні конструкції відносяться: навантаження від середовища обладнання/трубопроводу під час ПА, сейсмічні навантаження, що передаються на опорні конструкції як від будівельних конструкцій, так і від обладнання/трубопроводу під час МРЗ, ПЗ.

Навантаження від сейсмічного впливу за трьома компонентами (двома горизонтальними та вертикальною) розглядається як одне епізодичне навантаження.

Значення навантажень від середовища обладнання/трубопроводу під час НЕ, ПНЕ та ПА визначаються за результатами аналізу проєктно-конструкторської та експлуатаційної документації (інструкцій з експлуатації, карт уставок захистів та блокування, паспортів обладнання/трубопроводів тощо) із застосуванням рекомендацій, наведених в [13].

Розрахункові сполучення навантажень, яким піддані опорні конструкції. Згідно ДБН В.1.2-2:2006 [9] як сейсмічні впливи, так і ПА відносяться до епізодичних впливів. Отже, під час оцінки безпеки сталевих конструкцій розглядається аварійне сполучення. При тому, на відміну від підходів ДБН В.1.2-2:2006 [9] в аварійне сполучення включаються одночасно ці два епізодичні впливи. Під час складання розрахункових сполучень навантажень (РСН) слід дотримуватися стандартних правил державних будівельних норм, зокрема:

- припускається, що всі навантаження в обраному РСН одночасно впливають на опорні конструкції;
- до РСН входять навантаження, які найбільш несприятливо впливають на опорні конструкції;
- навантаження, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного РСН;
- мала імовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень враховується множенням розрахункових значень навантажень, що увійшли до РСН, на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Під час складання РСН в аварійному сполученні для постійних та аварійних навантажень рекомендується використовувати коефіцієнт сполучення навантажень рівний 1,0, для змінних короточасних – 0,8, що узгоджується з підходами ДБН В.1.2-2:2006 [9].

Черговою особливістю умов експлуатації опорних конструкцій є те, що в залежності від системи енергоблоку АЕС, в якій вони знаходяться, одне й те саме змінне тривале навантаження (наприклад, вага середовища (пар або вода) обладнання/трубопроводу) може як бути, так і не бути основним навантаженням за ступенем впливу. З метою врахування вказаної особливості рекомендується коефіцієнт сполучення, що відповідає основному за ступенем впливу змінному тривалому навантаженню приймати рівним 1,0, а коефіцієнти сполучень для інших змінних тривалих навантажень приймати рівними 0,95, що також не суперечить підходам ДБН В.1.2-2:2006 [9].

Як відзначено вище, за підходами ДБН В.1.2-2:2006 [9] режими ПНЕ на енергоблоці АЕС стосовно опорних конструкцій відносяться до змінних короточасних навантажень. Водночас, в окремих режимах ПНЕ відбувається спрацювання систем безпеки

енергоблоку АЕС. З метою врахування ще й цієї особливості, а також підвищеної відповідальності опорних конструкцій обладнання та трубопроводів систем безпеки щодо забезпечення ядерної та радіаційної безпеки енергоблоку АЕС за сейсмічних навантажень рекомендується для них коефіцієнт сполучення приймати рівним 0,95 замість 0,8 під час розгляду режимів ПНЕ.

Розрахункові схеми (моделі) опорних конструкцій. Під час складання розрахункових схем опорних конструкцій рекомендується дотримуватися загальних вимог ДБН В 2.6-198:2014 [8] до розрахункових схем (наприклад: схеми та передумови розрахунку повинні відображати дійсні умови роботи сталевих конструкцій, які рекомендується розраховувати як єдині просторові системи тощо). Додатково слід враховувати вимоги НП 306.2.208-2016 [1] стосовно того, що розрахункова схема опорної конструкції повинна відображати важливі для оцінки сейсмічної міцності особливості її геометрії, а також розподілу мас і жорсткостей.

Навантаження від трубопроводів в розрахункових схемах їх опорних конструкцій задаються у вигляді результуючих сил та моментів за відповідними осями. Під час розрахунку результуючих сил та моментів від трубопроводів слід врахувати: геометричні, а також фізико-механічні характеристики трубопроводу (в залежності від температури внутрішнього середовища); кінематичні граничні умови трубопроводу, які моделюють всю його опорно-підвісну систему; власну вагу трубопроводу та його внутрішнього середовища (вода, пар, пароводяна суміш); параметри теплової ізоляції; встановлені в трубопроводній системі арматури та обладнання з їх ваговими та геометричними характеристиками; тиск внутрішнього середовища трубопроводу; сейсмічні навантаження, що передаються на трубопровід; переміщення трубопроводу внаслідок дії всіх врахованих навантажень.

Під час визначення навантажень на опорні конструкції від обладнання пріоритетним є пряме моделювання цього обладнання в розрахунковій схемі. Врахування обладнання в розрахунковій схемі опорної конструкції у вигляді зосереджених або розподілених навантажень допускається за умови, що в опорній конструкції використовуються такі в'язі елементів, які забезпечують відсутність зміни кінематичних граничних умов опорної конструкції в порівнянні із підходом врахування моделювання обладнання в розрахунковій схемі. Під час спрощеного врахування обладнання значення зосереджених або розподілених навантажень необхідно визначати з урахуванням впливу приєднаних до обладнання трубопроводів; власної ваги обладнання та його внутрішнього середовища (вода, пар, пароводяна суміш); параметрів теплоізоляції, а також тиску та температури внутрішнього середовища; сейсмічних навантажень на обладнання від приєднаних трубопроводів; переміщень обладнання внаслідок дії всіх врахованих навантажень. Під час складання розрахункової схеми опорної конструкції під обладнання з суттєво винесеним центром мас (наприклад, винесеним електродвигуном тощо) необхідно враховувати цей ефект як такий, що суттєво впливає на динамічні характеристики системи «опорна конструкція + обладнання».

Під час розробки скінчено-елементної моделі опорної конструкції особлива увага повинна приділятися якості скінчено-елементної сітки, оскільки це впливає на збіжність та точність результатів розрахунків. Вибір скінчено-елементної сітки повинен ґрунтуватися на підставі результатів розрахунків напружень на декількох послідовно згущених скінчено-елементних сітках. В якості навантажувального фактору слід приймати сейсмічні впливи у вигляді поверхових спектрів відгуку.

Методи оцінки сейсмічної міцності та співвідношення для визначення напружено-деформованого стану. Як відзначено вище, вихідними сейсмічними даними є поверхові спектри відгуку. Отже, для оцінки сейсмічної міцності опорних конструкцій доцільно використовувати лінійно-спектральний метод (ЛСМ), в основу якого покладено виконання модального аналізу конструкції з подальшим її навантаженням інерційними силами за кожною з обчислених форм коливань і для кожного просторового напрямку сейсмічного впливу. При тому, на відміну від положень ДБН В.1.1-12:2014 [11] ЛСМ

необхідно використовувати у класичній постановці, тобто без застосування коефіцієнтів $k_1, k_2, k_3, a_0, \beta_i$ тощо згідно ДБН В.1.1-12:2014 [11], які не можуть бути застосовні для опорних конструкцій в силу їх конструктиву та особливих умов експлуатації.

В ЛСМ сейсмічне навантаження S_{ij} , що діє у напрямку i -ої узагальненої координати та відповідає j -ій формі власних коливань опорної конструкції, визначають за формулою [2]:

$$S_{ij} = m_{ij} \cdot \ddot{\varphi}_j \cdot \Phi_j \cdot x_{ij},$$

де m_{ij} – коефіцієнт інерції i -ої парціальної системи, $\ddot{\varphi}_j$ – сейсмічне прискорення згідно спектру відгуку для відповідного значення частоти власних коливань опорної конструкції, x_{ij} – переміщення у напрямку i -ої узагальненої координати j -ої форми власних коливань, Φ_j – постійна j -ої форми коливань, що визначається за формулою:

$$\Phi_j = \frac{\sum_{i=1}^N m_{ij} \cdot x_{ij} \cdot \cos \alpha_i}{\sum_{i=1}^N m_{ij} \cdot x_{ij}^2},$$

де α_i – кут між напрямками сейсмічного впливу та i -ої узагальненої координати.

Для забезпечення консервативності оцінок сейсмічної міцності опорних конструкцій направляючий косинус приймається рівним 1, тобто приймається, що горизонтальні та вертикальна складові поверхового спектру відгуку співпадають з горизонтальними та вертикальною вісями глобальної системи координат розрахункової моделі опорної конструкції.

Під час розрахунків враховується одночасне навантаження за трьома просторовими взаємно перпендикулярними складовими сейсмічного впливу (двома горизонтальними та вертикальним).

Визначення загального відгуку системи (R_a) від сейсмічних навантажень виконується за правилом «Корінь квадратний із суми квадратів»

$$R_a = \sqrt{\sum_{i=1}^N (R_i)^2},$$

де R_i – відгук системи для i -ої форми коливань.

Як відзначено вище для опорних конструкцій розглядається аварійне сполучення до якого входять одночасно два таких епізодичних впливи як землетрус та ПА. Отже, розглядається перша група граничних станів (втрата несучої здатності) для яких позаграничним станом опорної конструкції є в'язке руйнування.

Сейсмічні навантаження характеризуються одночасною дією в трьох просторових взаємно перпендикулярних напрямках. Крім цього, механічні навантаження на опорні конструкції також є просторовими. Отже, в загальному випадку для визначення інтенсивності напружень рекомендується четверта теорія міцності (критерій питомої потенційної енергії формозміни), на якув свою чергу також орієнтований ДБН В 2.6-198:2014 [8]. Виразивши інтенсивність напружень через нормальні та дотичні напруження у загальному випадку маємо [5, 7, 8, 14]

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)}.$$

Використання цієї формули редукованих (приведених) напружень в запропонованому вигляді передбачає суттєве зменшення впливу розвитку обмежених пластичних деформацій, на відміну від перевірок міцності за ДБН В 2.6-198:2014 [8]. В свою чергу, зменшення впливу розвитку обмежених пластичних деформацій підвищує вимоги до конструктивної безпеки опорних конструкцій, що особливо важливо під час довгострокової

експлуатації (додатково необхідно відзначити, що наразі більшість енергоблоків АЕС України вже вичерпали свій проектний строк експлуатації та знаходяться у стані довгострокової експлуатації). Тим самим також обмежується накопичення дислокацій в сталі конструктивних елементів під час проектних навантажень та впливів. Загальний тензор механічних напружень (σ_{ij}), як відомо, записується так:

$$(\sigma_{ij}) = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix}.$$

Отже, під час обчислення редукованих (приведених) напружень використовуються всі складові тензора механічних напружень [14].

Під час оцінки безпеки опорних конструкцій слід врахувати, що їх розрахунковий переріз віднесено до I класу напружено-деформованого стану згідно ДБН В.2.6-198:2014 [8].

Розрахунки сейсмічної міцності опорних конструкцій повинні виконуватися у такій послідовності:

- розрахунок статичної міцності під час НЕ;
- розрахунок форм і частот власних коливань;
- виконання лінійно-спектрального аналізу;
- розрахунок для сполучень технологічних умов експлуатації та сейсмічних впливів (див. нижче).

Сполучення технологічних умов експлуатації опорних конструкцій та сейсмічних впливів. Важливою особливістю умов експлуатації опорних конструкцій є жорсткі вимоги до номенклатури сполучень технологічних умов експлуатації та сейсмічних впливів, які мають бути враховані під час оцінки їх безпеки. Ці вимоги містяться в НП 306.2.208-2016 [1] та представлені в таблиці 1 в залежності від категорії сейсмостійкості опорної конструкції.

Таблиця 1

Категорія сейсмостійкості опорної конструкції	Номенклатура сполучень технологічних умов експлуатації та сейсмічних впливів
I	НЕ + МРЗ, НЕ + ПЗ, ПНЕ + МРЗ, ПНЕ + ПЗ, НЕ + ПА + МРЗ, НЕ + ПА + ПЗ
II	НЕ + ПЗ, ПНЕ + ПЗ

У сполученнях НЕ + ПА + МРЗ (ПЗ) під навантаженнями НЕ йдеться про постійні навантаження (наприклад, від власної ваги).

Приведена в табл. 1 номенклатура сполучень технологічних умов експлуатації та сейсмічних впливів в залежності від конкретного сполучення та категорії сейсмостійкості обумовлює необхідність диференційовано підходити до вибору значень властивостей матеріалу (що вже розглянуто вище), а також коефіцієнтів надійності та відповідальності під час оцінки безпеки опорних конструкцій з використанням методу граничних станів та з урахуванням особливих умов їх експлуатації.

Під час використання методу граничних станів для врахування ступеню відповідальності опорних конструкцій щодо забезпечення безпеки АЕС під час та після сейсмічних впливів пропонується використовувати (по аналогії з коефіцієнтом відповідальності конструкції за ДБН В.1.2-14:2018 [10]) коефіцієнти відповідальності за ядерну та радіаційну безпеку з такими значеннями: 1,15 – для опорних конструкцій I категорії сейсмостійкості, 1,10 – II категорії сейсмостійкості. Коефіцієнт умов роботи опорних конструкцій для всіх сполучень технологічних умов експлуатації та категорій сейсмостійкості рекомендується приймати рівним 1,0, оскільки опорні конструкції можуть мати різноманітні складені профілі, а

сейсмічні навантаження характеризуються одночасною дією в трьох просторових взаємно перпендикулярних напрямках. Коефіцієнт надійності за матеріалом необхідно приймати згідно вимог ДБН В 2.6-198:2014 [8] для всіх сполучень технологічних умов експлуатації та категорій сейсмостійкості опорних конструкцій.

Раціональне проєктування опорних конструкцій. Для виготовлення опорних конструкцій використовуються матеріали та сортаменти сталей, які виготовляються серійно у відповідності до чинних нормативних документів. Отже, питання раціональності розглядається стосовно опорної конструкції загалом, а не окремих характеристик перерізів її конструктивних елементів.

Усталеною практикою раціонального проєктування за динамічних навантажень, наприклад, використання різних демпферів, динамічних гасників коливань тощо (див. [15-18]). Особливістю розглядуваних опорних конструкцій є те, що динамічні навантаження на них, викликані землетрусом, не можна виключити згаданими шляхами, оскільки для них не прийнято використовувати антисейсмічні заходи внаслідок вкрай великої кількості таких конструкцій на енергоблоці АЕС та можливого будь-якого їх просторового розміщення (підлога, стіна, стеля). Отже, прийоми раціонального проєктування опорних конструкцій мають бути спрямовані не на виключення сейсмічних напружень, а на їх мінімізацію (регулювання). Викладене формує такий цільовий критерій раціональності опорної конструкції: раціональною вважається опорна конструкція (з прийнятими вагово-габаритними та жорсткостними характеристиками), в якій за динамічних навантажень, викликаних землетрусом, виникають менші із можливих сейсмічні напруження. Розрахунковий переріз опорних конструкцій віднесений до І класу напружено-деформованого стану за ДБН В 2.6-198:2014 [8], що виключає під час раціонального проєктування можливість використання запасів міцності конструкції шляхом врахування обмежених пластичних деформацій.

Можливі підходи до раціонального проєктування формують наявні особливості ЛСМ та поверхових спектрів відгуку. Як видно з рис. 2, в залежності від напрямку сейсмічного впливу, а також значення частоти власних коливань опорної конструкції, сейсмічні прискорення $\ddot{\phi}_j$, яким вони можуть бути піддані, варіюються у широкому діапазоні.

Особливістю поверхових спектрів відгуку є наявність ділянки сейсмічних прискорень, які після певного значення частоти є постійними та не залежать від неї (див., наприклад, на рис. 2 горизонтальні ділянки значень прискорень після 23 Гц). Цей діапазон на поверхових спектрах відгуку прийнято називати прискоренням нульового періоду. Отже, пріоритетним прийомом раціонального проєктування є попередній підбір (шляхом варіювання вагово-габаритних та жорсткостних характеристик опорної конструкції) динамічних характеристик (наприклад, за наближеними співвідношеннями, представленими в [14]) за яких вони одразу попадають в діапазон прискорень нульового періоду, що в свою чергу забезпечує автоматичне досягнення цільового критерію раціональності опорної конструкції.

Якщо конструктивні особливості опорної конструкції не дають можливості скористатися описаним прийомом, то наступним шляхом досягнення цільового критерію раціональності опорної конструкції є регулювання її динамічних характеристик шляхом варіювання умов закріплення на конструктивній основі. Рекомендується виконати варіантні розрахунки опорної конструкції для таких умов закріплення: переміщення у всіх трьох напрямках заборонені, а моменти – дозволені; переміщення та моменти заборонені у всіх трьох напрямках. Остаточо слід обрати той варіант закріплення за якого в опорній конструкції виникають менші сейсмічні напруження, що знову ж таки забезпечує досягнення цільового критерію раціональності опорної конструкції.

Висновок. ДБН В 2.6-198:2014 [8] для сталевих конструкцій, що знаходяться в особливих умовах експлуатації, регламентує необхідність дотримання додаткових вимог, які відображають особливості роботи цих конструкцій та передбачені відповідними нормативними документами. Запропоновані підходи до оцінки безпеки опорних

конструкцій враховують як особливі умови їх експлуатації, так і ступень відповідальності щодо забезпечення безпеки АЕС під час та після сейсмічних впливів. До того ж під час їх розробки враховані також вимоги нормативно-правових актів з ядерної та радіаційної безпеки енергоблоків АЕС України. Отже, синергія нормативно-правових актів з ядерної і радіаційної безпеки та державних будівельних норм сприяє підвищенню рівня безпеки конструкцій енергоблоків АЕС, що знаходяться в особливих умовах експлуатації.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. НП 306.2.208-2016 Вимоги до сейсмостійкого проектування та оцінки сейсмічної безпеки енергоблоків атомних станцій. Затверджено наказом Держатомрегулювання від 17.10.2016 № 175, зареєстровано в М-ві юстиції України від 07.11.2016 за № 1449/29579.
2. Оцінка сейсмічної безпеки енергоблоків атомних станцій : монографія / Д. Рижов, О. Шугайло, О. Сахно та ін. ; ред. Д. Рижов. – Київ : ДНТЦ ЯРБ, 2022. – 144 с.
3. Шугайло О. П., Рижов Д. І., Загальні принципи оцінки сейсмічної міцності сталевих опорних конструкцій обладнання і трубопроводів атомних станцій відповідно до нормативних вимог // Ядерна та радіаційна безпека. – 2021. – № 4(92). – С. 4-11. Doi: 10.32918/nrs.2021.4(92).01.
4. Шугайло О. П., Білик С.І., Вплив зміни технологічних умов експлуатації сталевих опорних конструкцій обладнання та трубопроводів енергоблоків атомних станцій на їх сейсмічну міцність // Ядерна та радіаційна безпека. – 2022. – № 1(93). – С. 62-70. Doi: 10.32918/nrs.2021.1(93).07.
5. Shugaylo O. P., Bilyk S.I. Research of the stress-strain state for steel support structures of nuclear power plant components under seismic loads // Nuclear and Radiation Safety. – 2022. – № 3(95). – P. 15-26. Doi:10.32918/nrs.2022.3(95).02.
6. Oleksandr P. Shugaylo, Serhii I. Bilyk. The specifics of the compilation of the calculated load combinations in the assessment of seismic resistance of steel supporting structures of nuclear power plant equipment and piping. // Journal of Mechanical Engineering – Problemy mashynobuduvannya. – 2022. – vol. 25, № 3. – P. 6-15. Doi:10.15407/pmach2022.03.006.
7. Шугайло О. П., Білик С.І. Розвиток методів оцінки безпеки сталевих опорних конструкцій обладнання і трубопроводів енергоблоків атомних станцій за сейсмічних навантажень // Ядерна та радіаційна безпека. – 2023. – № 1(97). – С. 20-29. Doi:10.32918/nrs.2023.1(97).03.
8. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. – Чинний від 01.01.2015.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с. – Чинний від 01.01.2007.
10. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с. – Чинний від 01.01.2019.
11. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 110 с. – Чинний від 01.10.2014.
12. ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016. Проектування сталевих конструкцій. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 107 с. – Чинний від 01.04.2017.
13. Шугайло О. П., Рижов Д. І., Жабін О. І., Данильчук С. Л., Трусов І. О., Посох В. О., Куров В. О. Методологічні підходи до визначення необхідності врахування різних технологічних умов експлуатації елементів енергоблоків АЕС під час оцінки їх сейсмостійкості відповідно до нормативних вимог // Ядерна та радіаційна безпека. – 2021. – № 3(91). – С. 5-10. Doi:10.32918/nrs.2021.3(91).01.
14. Писаренко Г. С., Яковлев А. П., Матвеев В. В. Справочник по сопротивлению материалов. – Киев: Наук. думка, 1988. – 736 с.
15. Бирбраер А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
16. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. – Київ: ФОП Гудименко С.В., 2008. – 480 с.
17. Савицький М. В., Данишевський В. В., Гайдар А. М. Динамічне моделювання та раціональне проектування будівель із демпферами сухого тертя за допомогою методів штучного розуму // Український журнал будівництва та архітектури. – 2021. – № 1 (001). – С. 14-25. Doi:10.30838/J.BPSACEA.2312.230221. 14.713.
18. Тімченко Р. О., Крішко Д.А., Савенко В. О., Коваль С.А. Застосування енергопоглиначів у металевих каркасах будівель // Вісник Криворізького національного університету. – 2022. – Вип. 54. – С. 115-121. Doi:10.31721/2306-5451-2022-1-54-115-121.

REFERENCES

1. NP 306.2.208-2016 Vymohy do seismostiikoho proektuvannia ta otsinky seismichnoi bezpeky enerhobloktiv atomnykh stantsii (Requirements for seismic resistance design and for seismic safety evaluation nuclear power plants). Zatverdzheno nakazom Derzhatomreghuliuvannya vid 17.10.2016 № 175, zareiestrovano v M-vi yustytzii Ukrainy vid 07.11.2016 za № 1449/29579 – Ukr.
2. Otsinka seismichnoi bezpeky enerhobloktiv atomnykh stantsii (Seismic safety assessment for nuclear power plants units) : monohrafiia / D. Ryzhov, O. Shugaylo, O. Sakhno ta in.; red. D. Ryzhov. Kyiv : DNTT's YaRB, 2022. 144 c.– Ukr.

3. *Shugaylo O. P., Ryzhov D. I.* Zahalni pryntsyipy otsinky seismichnoi mitsnosti stalevykh opornykh konstrukttsii obladnannia i truboprovodiv atomnykh stantsii vidpodivno do normatyvnykh vymoh (General principles of seismic resistance assessment of steel support structures of NPP equipment and piping according to regulatory requirements) // Nuclear and Radiation Safety. – 2021. – № 4(92). – P. 4-11. Doi: 10.32918/nrs.2021.4(92).01.– Ukr.
4. *Shugaylo O. P., Bilyk S. I.* Vplyv zminy tekhnolohichnykh umov ekspluatatsii stalevykh opornykh konstrukttsii obladnannia ta truboprovodiv enerhoblokov atomnykh stantsii na yikh seismichnu mitsnist (Impact of changes in process conditions for operation of steel support structures of nuclear power plant equipment and piping on their seismic resistance) // Nuclear and Radiation Safety. – 2022. – № 1(93). – P. 62-70. Doi: 10.32918/nrs.2021.1(93).07.– Ukr.
5. *Shugaylo O. P., Bilyk S. I.* Research of the stress-strain state for steel support structures of nuclear power plant components under seismic loads // Nuclear and Radiation Safety. – 2022. – № 3(95). – P. 15-26. Doi:10.32918/nrs.2022.3(95).02.
6. *Oleksandr P. Shugaylo, Serhii I. Bilyk.* The specifics of the compilation of the calculated load combinations in the assessment of seismic resistance of steel supporting structures of nuclear power plant equipment and piping. // Journal of Mechanical Engineering – Problemy mashynobuduvannia. – 2022. – vol. 25, № 3. – P. 6-15. Doi:10.15407/pmach2022.03.006.
7. *Shugaylo O. P., Bilyk S. I.* Rozvytok metodiv otsinky bezpeky stalevykh opornykh konstrukttsii obladnannia i truboprovodiv enerhoblokov atomnykh stantsii za seismichnykh navantazhen (Development of safety assessment methods for steel support structures of nuclear power plant equipment and piping under seismic loads) // Nuclear and Radiation Safety. – 2023. – № 1(97). – P. 20-29. Doi:10.32918/nrs.2023.1(97).03.– Ukr.
8. DBN V 2.6-198:2014. Stalevi konstrukttsii. Normy proektuvannia (Steel structures. Design standards). – K.: Minrehion Ukrainy, 2014. – 199 p. – Chynnyi vid 01.01.2015.– Ukr.
9. DBN V.1.2-2:2006. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnikh ob'iektiv. Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia (The system for ensuring the reliability and safety of construction objects. Loads and hazards. Design standards.). – K.: Minbud Ukrainy, 2006. – 60 p. – Chynnyi vid 01.01.2007.– Ukr.
10. DBN V.1.2-14:2018. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnikh ob'iektiv. Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktivnoi bezpeky budivel i sporud (The system for ensuring the reliability and safety of construction objects. General principles of ensuring reliability and structural safety of buildings and structures). – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2018. – 36 p. – Chynnyi vid 01.01.2019.– Ukr.
11. DBN V.1.1-12:2014. Budivnytstvo u seismichnykh raionakh Ukrainy (Construction in seismic regions of Ukraine). – K.: Ministerstvo rehionalnogo rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnogo hospodarstva Ukrainy, 2014. – 110 p. – Chynnyi vid 01.10.2014.
12. DSTU-N B V.2.6-211:2016. Proektuvannia stalevykh konstrukttsii. Rozrakhunok konstrukttsii na vohnestiikist (Steel structures design. Fire resistance calculation of structures). – K.: DP «UkrNDNTs», 2017. – 107 p. – Chynnyi vid 01.04.2017.– Ukr.
13. *Shugaylo O. P., Ryzhov D. I., Zhabin O. I., Danylchuk Ye. L., Trusov I. O., Posokh V. O., Kurov V. O.* Metodolohichni pidkhody do vyznachennia neobkhidnosti vrakhuvannia riznykh tekhnolohichnykh umov ekspluatatsii elementiv enerhoblokov AES pid chas otsinky yikh seismostiikosti vidpodivno do normatyvnykh vymoh (Methodological approaches to determining the need to consider different operational loads of NPP components in assessing their seismic resistance in accordance with regulatory requirements) // Nuclear and Radiation Safety. – 2021. – № 3(91). – P. 5-10. Doi:10.32918/nrs.2021.3(91).01.– Ukr.
14. *Pysarenko H. S., Yakovlev A. P., Matveev V. V.* Spravochnyk po soprotvlyeniyu materyalov (Material strength guide). – Kyev: Nauk. dumka, 1988. – 736 p.– Rus.
15. *Byrbraer A. N.* Raschet konstrukttsiy na seismostoikost (Construction seismic resistance calculation). – SPb.: Nauka, 1998. – 255 p. – Rus.
16. *Nemchynov Yu. I.* Seismostoikost zdanyi y sooruzheniy (Seismic resistance of buildings and constructions). – Kyiv: FOP Hudymenko S.V., 2008. – 480 p.– Rus.
17. *Savytskyi M. V., Danishevskiy V. V., Haidar A. M.* Dynamichne modeliuвання ta ratsionalne proektuvannia budivel iz dempferamy sukhooho tertia za dopomohoiu metodiv shtuchnoho roiovoho intelektu (Dynamic modelling and optimal design of buildings with friction dampers using particle swarm optimization) // Ukrainskiy zhurnal budivnytstva ta arkhitektury. – 2021. – № 1 (001). – P. 14-25. Doi:10.30838/J.BPSACEA.2312.230221.14.713.– Ukr.
18. *Timchenko R. O., Krishko D.A., Savenko V. O., Koval S.A.* Zastosuvannia enerhopohlynachiv u metalevykh karkasakh budivel (Application of energy absorbers in metal frames of buildings) // Visnyk Kryvorizkoho natsionalnogo universytetu. – 2022. – Vyp. 54. – P. 115-121. Doi:10.31721/2306-5451-2022-1-54-115-121.– Ukr.

Стаття надійшла 13.10.2023

Шугайло О. П., Білик С. І.

ОЦІНКА БЕЗПЕКИ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЕНЕРГОБЛОКІВ АТОМНИХ СТАНЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ОСОБЛИВИХ УМОВ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Особливі умови експлуатації сталевих конструкцій енергоблоків атомних станцій (підвищена температура оточуючого середовища, необхідність врахування одночасної дії декількох епізодичних впливів тощо) вимагають використання спеціальних підходів до оцінки їх безпеки. Серед широкого різноманіття сталевих конструкцій на енергоблоці атомної станції важливу роль в забезпеченні її безпеки відіграють опорні конструкції обладнання та трубопроводів. Водночас, державні будівельні норми орієнтовані на традиційні сталеві конструкції, які піддані

стандартним навантаженням і впливам, та не враховують вказані особливі умови експлуатації. Нормативно-правові акти з ядерної та радіаційної безпеки за цим аспектом містять загальні регулюючі вимоги, що обумовлено сучасною концепцією розвитку нормативно-правової бази України щодо забезпечення безпеки атомних станцій. Отже, існуюче нормативне та методичне забезпечення не достатньо охоплює аспекти оцінки безпеки опорних конструкцій з урахуванням особливих умов їх експлуатації. У статті запропоновані підходи до оцінки безпеки опорних конструкцій обладнання і трубопроводів енергоблоків атомних станцій, які враховують як особливі умови їх експлуатації, так і ступень відповідальності щодо забезпечення безпеки під час та після сейсмічних впливів.

Ключові слова: оцінка безпеки, динамічні навантаження, частота власних коливань, сталеві конструкції, епізодичні навантаження, міцність, раціональне проектування.

Shugaylo O. P., Bilyk S.I.

SAFETY ASSESSMENT OF THE STEEL STRUCTURES OF NUCLEAR POWER PLANTS UNITS CONSIDERING SPECIAL OPERATION CONDITIONS

Special operation conditions of steel structures nuclear power plants units (elevated temperature of the surrounding environment, the need to consider the simultaneous action of several episodic impacts etc.) require using of special approaches to their safety assessment. Among the wide variety of steel structures at nuclear power plants units, the supporting structures of equipment and pipelines play an essential role in ensuring its safety. At the same time, state building codes oriented towards traditional steel structures that are subjected to standard loads and impacts, and do not consider mentioned special operating conditions. Regulatory acts on nuclear and radiation safety in this aspect contain general regulatory requirements, which is due to the modern concept of the development of the regulatory-legal framework of Ukraine for ensuring the safety of nuclear plants. Therefore, the existing regulatory and methodological support does not sufficiently cover the aspects of safety assessment of supporting structures, taking into account the special operation conditions. The article proposes approaches to assessing the safety of equipment and pipelines supporting structures nuclear power plants units, which consider both the special operation conditions and the degree of responsibility for ensuring safety during and after seismic hazards.

Keywords: safety assessment, dynamic loads, frequencies of natural oscillations, steel structures, episodic loads, strength, rational design.

УДК 624.014, 621.039.58

Шугайло О.П., Білик С.І. Оцінка безпеки сталевих конструкцій енергоблоків атомних станцій з урахуванням особливих умов їх експлуатації // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 113-124.

У статті запропоновані підходи до оцінки безпеки сталевих конструкцій атомних станцій, які враховують як особливі умови їх експлуатації, так і ступень відповідальності щодо забезпечення безпеки під час та після сейсмічних впливів.

Табл. 1. Іл. 2. Бібліогр. 18 назв.

UDC624.014, 621.039.58

Shugaylo O. P., Bilyk S.I. Safety assessment of the steel structures of nuclear power plants units considering special operation conditions // Strength of Materials and Theory of Structures. Scientific-and-technical collected articles. – К.: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 113-124.

The article proposes approaches to assessing the safety steel structures of nuclear power plants units, which consider both the special operation conditions and the degree of responsibility for ensuring safety during and after seismic hazards.

Tabl. 1. Figs. 2. Refs. 18

Автор: доктор філософії, начальник відділу кваліфікації обладнання та сейсмостійкості ДП ДНТЦ ЯРБ ШУГАЙЛО Олександр Петрович

Адреса: 03142, Україна, м. Київ, вул. В. Стуса, 35-37, Державне підприємство «Державний науково-технічний центр з ядерної та радіаційної безпеки»

Робочий тел.: +38 (044) 422-49-51

E-mail: op_shugaylo@sstc.ua

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1044-0299>

Автор: доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА БІЛИК Сергій Іванович

Адреса: 03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Робочий тел.: +38 (044) 241-54-89

E-mail: bilyk.si@knuba.edu.ua

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8783-5892>

УДК 624.014, 621.039.58

МЕТОДИКА ОЦІНКИ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД АТОМНИХ ЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ В ПК ЛІРА САПР**Ю. Гензерський¹**,

канд. техн. наук, головний конструктор

М. Барабаш^{1,2},

д-р техн. наук, професор

І. Трусов^{3,4},

аспірант

Л. Первушова^{3,4},

аспірант

¹ ТОВ «ЛІРА САПР», Київ² Національний авіаційний університет, Київ³ Київський національний університет будівництва та архітектури, Київ⁴ ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ, Київ

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.125-139

В статті запропонована методологія оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості з урахуванням взаємодії споруди з основою для будівель та споруд енергоблоків, міцнісних та деформативних критеріїв працездатності тощо. У рамках перевірного розрахунку розглянуто три критерії міцності працездатності, що складені згідно Загальним принципам забезпечення надійності на конструктивній безпеці будівель і споруд. Сейсмічний розрахунок виконано за лінійно-спектральною теорією сейсмостійкості. В ПК ЛІРА-САПР реалізовано врахування впливу основи згідно ДБН В.1.1-12-2014. Будівництво у сейсмічних районах України.

Запропоновано методику обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF та методику побудови кривих пошкоджуваності. Для визначення інтегрального параметра HCLPF, що характеризує рівень сейсмічної стійкості цього елемента проведено розрахунковий аналіз сейсмостійкості елементів діючих АЕС в рамках методу граничної сейсмостійкості. Запропоновано методику та верифікаційні приклади визначення величин параметрів FS та HCLPF для залізобетонних конструкцій в «ЛІРА САПР».

Ключові слова: гранична сейсмостійкість, міцнісні та деформативні критерії працездатності, HCLPF, залізобетонні конструкції, деформації, міцність.

Лінійно-спектральна теорія сейсмостійкості. Метою сейсмічного розрахунку є визначення реакції відповіді конструкції (переміщень, прискорень, внутрішніх зусиль та інше) на сейсмічну дію. Вибір методу сейсмічного розрахунку зумовлений різними факторами: складністю та відповідальністю конструкції, співвідношенням її власних частот та переважаючих частот впливу, складом вихідної інформації про розрахунковий землетрус та інше. У цій роботі сейсмічний розрахунок виконаний за лінійно-спектральною теорією сейсмостійкості. Вона використовує вихідну сейсмічну дію, задану як спектрів відгуку, найчастіше спектра прискорень $S_a(f, \zeta)$. Даний метод розрахунку ґрунтується на розкладанні системи диференціальних рівнянь руху за власними формами. Відповідно до нього, аналіз сейсмостійкості включає такі етапи:

- виконується модальний аналіз;
- за спектрами відгуку обчислюються модальні (тобто відповідні кожній із власних форм) інерційні сейсмічні сили за наведеною нижче формулою;
- ці сили прикладають як статичні та визначають модальні відгуки конструкцій (переміщення, моменти, поперечні та поздовжні сили тощо);

- обчислюють сумарний (розрахунковий) сейсмічний відгук;
- використовуючи сумарний відгук, знаходять зусилля у перерізах конструкції з урахуванням інших несейсмічних навантажень та оцінюють сейсмостійкість конструкції.

Розмір і розподіл інерційних навантажень залежить від частот і форм конструкцій, але потім навантаження розглядаються як статичні, тобто. даний метод є квазістатичним.

Інерційне сейсмічне навантаження, що діє на масу в будь-якій моді, дорівнює

$$F_c = mgS_a(f, \zeta), \quad (1)$$

де m - маса; f, ζ - його власна частота та коефіцієнт дисипації енергії; $S_a(f, \zeta)$ - відповідне значення спектра прискорень.

Розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження S при оцінці сейсмостійкості за [1], прикладеного до вузла і яке відповідає формам власних коливань будівлі або споруди, визначається за формулою згідно [1]:

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad (2)$$

де k_1 - визначається згідно положень [0] відповідно до категорії сейсмостійкості; k_2, k_3 – визначається згідно табл. 4 [1] та формули 6.2 [1] відповідно.

S_{0ki} - горизонтальне сейсмічне навантаження за i -тою формою власних коливань споруди, що визначається у припущенні пружного деформування конструкцій за формулою:

$$S_{0ki} = Q_k a_0 k_p \beta_i \eta_{ki}; \quad (3)$$

де Q_k - навантаження, що відповідає масі, прийнятій у якості зосередженої у точці k і визначається з урахуванням коефіцієнтів згідно з 6.1.1 [1], a_0 - розрахункова амплітуда прискорення основи, яка приймається 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 від прискорення вільного падіння d відповідно для районів сейсмічності 6, 7, 8 і 9 балів; при використанні карт ЗСР-2004-А і ЗСР-2004-В, в залежності від розрахункових значень a_0 згідно з таблицею 6.5. [1], k_p - коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів, вводиться, якщо визначення сейсмічності майданчика виконано на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань відповідно до табл.5.1[2] і приймається за таблицею 6.6. [1], β_i - спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -тій формі власних коливань будівлі або споруди.

Приймається за рис. 6.2 [2] або табл.6.7 [2] залежно від періоду i -тої форми власних коливань і категорії ґрунту за сейсмічними властивостями. При розрахунках будівель (споруд), зазначених у 1, б і 3 табл. 6.2 [2], слід приймати значення коефіцієнтів динамічності за графіками, наведеними у додатку Д залежно від коефіцієнта податливості p , визначеного за додатком Г [1].

η_{ki} - коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження (рис. 6.1) [2], визначається за формулами: а) для консольної розрахункової схеми за формулою 6.5 [1].

Сейсмічні навантаження для досліджуваних конструкцій слід визначати з урахуванням одночасної сейсмічної дії за трьома компонентами. Врахування багатокomпонентності сейсмічного впливу в даному розрахунку виконано за правилом, що виражається формулою:

$$R = \max(\pm R_x \pm 0,4R_y \pm 0,4R_z; \pm 0,4R_x \pm R_y \pm 0,4R_z; \pm 0,4R_x \pm 0,4R_y \pm R_z), \quad (4)$$

де R – максимум сумарного відгуку конструкції; R_x, R_y, R_z - максимум відгуку конструкції на дію компоненти x, y, z .

Врахування впливу основи. В ПК ЛПА-САПР реалізовано врахування впливу основи згідно з рекомендаціями п. 6.4.13 [1]. Основа враховується як пружна, що характеризується коефіцієнтами жорсткості, значення яких наведені в п. 1.27 [2]. Застосовуються наступні коефіцієнти жорсткості:

- при пружному рівномірному стисканні $K_z = C_z \cdot A$;
- при пружному нерівномірному стисканні (повороті підшви фундаменту відносно горизонтальної осі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту

перпендикулярно площині коливань): $K_\varphi = C_\varphi \cdot I_\varphi$ в загальному випадку; $K_{\varphi x} = C_\varphi \cdot I_{\varphi x}$, $K_{\varphi y} = C_\varphi \cdot I_{\varphi y}$ відносно осей x і y ;

- при пружному рівномірному зсуві $K_x = C_x \cdot A$;
- при пружному нерівномірному зсуві (повороті підшви фундаменту щодо вертикальної осі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту); $K_\psi = C_\psi \cdot I_\psi$ накладенням на центральний вузол фундаментної плити.

Коефіцієнти пружного рівномірного стиску C_z , пружного нерівномірного стиску C_φ , пружного рівномірного зсуву C_x і пружного нерівномірного зсуву C_ψ обчислюються за формулами:

$$C_z = b_0 \cdot E \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right), \quad (5)$$

$$C_x = 0.7 \cdot C_z, \quad (6)$$

$$C_\varphi = 2 \cdot C_z, \quad (7)$$

$$C_\psi = C_z, \quad (8)$$

де b_0 - коефіцієнт, м^{-1} , що дорівнює для піщаних ґрунтів 1, для супісків і суглинків 1,2; для глин і великоуламкових ґрунтів 1,5; E - модуль деформації ґрунту під підшовою фундаменту, що визначається як середній по всій глибині стисливої товщі, відповідно до вимог [20]; $A_{10} = 10\text{м}^2 A$ - площа підшви розрахункової частини фундаменту; I_φ та I_ψ - відповідно моменти інерції площі підшви фундаменту відносно горизонтальної осі, перпендикулярної площині коливань, і вертикальної осі фундаменту, що проходять через центр ваги підшви, м^4 .

Значення C_z , розраховане згідно формули (5), автоматично моделюються в кожному елементі основи. На основі значення C_z автоматично розраховуються та моделюються горизонтальні та кутові жорсткості в кожному вузлі основи за допомогою СЕ 57 [16].

Методика врахування пальового поля з ростверком в розрахунку еквівалентних динамічних характеристик основи описана в [1].

Міцнісні та деформативні критерії працездатності. У рамках перевірного розрахунку розглядалися такі критерії міцності працездатності, складені згідно з [2].

Критерій 1 – граничний стан – вичерпання несучої здатності від дії згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил, крутних моментів, що виникають від зовнішніх навантажень та впливів, та місцева дія навантажень.

Для залізобетонних конструкцій згідно з п. 2.2.1.6 [3] за критерій появи цього граничного стану приймають досягнення деформаціями стисненого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних значень відносних деформацій ε_{cu} і ε_{su} з відповідних діаграм їхнього стану. Розрахунок виконується на підставі рівнянь рівноваги зовнішніх та внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону та арматури.

Визначення несучої здатності залізобетонних елементів (згинальних та позацентрове стиснутих) на дію згинальних моментів та поздовжніх сил (нормальні перерізи) виконується згідно з п. 4.2 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [4] з урахуванням вимог п. 6.1 [3], при цьому можуть виникнути дві форми рівноваги перерізу [17].

Для першої форми, коли весь переріз стислий (для позацентрове стислих елементів з малими ексцентриситетами), рівняння рівноваги такі:

$$\frac{b f_{cd}}{N} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (9)$$

$$\frac{b f_{cd}}{N^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (10)$$

Для другої форми, коли в перерізі є розтягнута зона (для згинальних та позацентрове-стислих елементів з великими ексцентриситетами), рівняння рівноваги:

$$\frac{b f_{cd}}{N} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (11)$$

$$\frac{b f_{cd}}{N^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (12)$$

При розрахунку нормальних перерізів позacentрово стислих елементів додатково враховуються вимоги п. 6.1.3 [3].

Визначення несучої здатності залізобетонних елементів на дію поперечних сил (похилі перерізи) виконується згідно з п. 4.6.3 [4] з урахуванням вимог п. 6.2.1 [3]:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}. \quad (13)$$

Для сталевих конструкцій перевірка критерію 1 здійснюється відповідно до вимог [6].

Критерій 1 – граничний стан – відповідає перевірці працездатності перерізів центрально стислих або розтягнутих металевих конструкцій, а також конструкцій, що зазнають дії поздовжньої сили та/або згинального моменту.

Перевірка міцності центрально стислих або розтягнутих елементів суцільного перерізу, виконаних зі сталі з характерним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ (згідно з п. 8.1.1 [6]), виконується за формулою:

$$\frac{N \gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (14)$$

Перевірка міцності позacentрово стислих (стисло-згинальних) елементів, виконаних зі сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, за дотримання умов $\tau < 0,5 R_s$ і $\sigma = N / A_n > 0,1 R_y$ виконується за формулою (згідно з п. 10.1.1 [6]):

$$\left(\frac{N \gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (15)$$

Якщо $\sigma = N / A_n < 0,1 R_y$, то формула (14) використовується у разі виконання умов місцевої стійкості для згинальних елементів за критерієм 2.

Перевірка міцності елементів у випадках, не передбачених розрахунком за формулою (9), виконується за формулою (згідно з п. 10.1.1 [6]):

$$\frac{N \gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} + \frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} R_y \gamma_c} y + \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1, \quad (16)$$

де x, y – відстані від головних осей до розглянутої точки перерізу.

Перевірка міцності згинальних елементів, небезпечні перерізи яких працюють у пружній стадії (балки 1-го класу), виконується за такими формулами (згідно з п. 9.2.1 [6]):

$$\frac{M \gamma_n}{W_{n, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (17)$$

$$\frac{Q S_x \gamma_n}{I_x t_w R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (18)$$

при дії згинальних моментів M_x і M_y у двох головних площинах:

$$\frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1. \quad (19)$$

Перевірка міцності елементів, що згинаються, виконаних зі сталі з характерним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при значеннях дотичних напружень (крім опорних перерізів) для балок 2-го і 3-го класів проводиться за такими формулами (відповідно до п. 9.2.3 [6]):

- при згинанні у площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$)

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (20)$$

• при згинанні у двох головних площинах і значеннях дотичних напружень $\tau_x = |Q_x| / (2A_f) \leq 0,5R_s$ (крім опорних перерізів)

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{c_y \beta_r W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (21)$$

Розрахунок на міцність в опорному перерізі балок (при нульових моментах) виконується за формулою:

$$\frac{Q_y \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1 \text{ та } \frac{Q_x \gamma_n}{2A_f R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (22)$$

Критерій 2 – граничний стан – втрата стійкості форми центрально стиснутих, згинальних та стисло-згинальних конструкцій та їх елементів.

Для залізобетонних конструкцій згідно з п. 2.2.1.4 [3] перевірка виконується на підставі аналізу роботи конструкції у деформованому стані.

Для металевих центрально стислих стрижневих конструкцій суцільного перерізу перевірка критерію 2 полягає у перевірці загальної стійкості (згідно з п. 8.1.3 [6]):

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (23)$$

Перевірка загальної стійкості металевих конструкцій, що згинаються (балок 1-го класу, тобто працюючих в пружній стадії) при виконанні умов міцності (20), (21) згідно з п. 9.4.1 [6] здійснюється за формулами:

• при згинанні в площині стінки, що збігається з площиною симетрії перерізу

$$\frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (24)$$

• при згинанні у двох головних площинах

$$\frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (25)$$

Перевірка металевих конструкцій, що працюють на стиск із вигином, здійснювалася відповідно до алгоритмів визначення стійкості елементів за п. 10.2 [6].

Перевірка стійкості позацентрово стиснених елементів постійного по довжині перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, виконується за формулою:

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (26)$$

Перевірка стійкості позацентрово стислих суцільностінчатих елементів постійного по довжині перерізу по згинально-крутильній формі втрати стійкості (з площини дії моменту M_x) при згинанні їх у площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$), що збігається з площиною симетрії, виконується за формулою:

$$\frac{\gamma_n N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (27)$$

Перевірка місцевої стійкості елементів згинальних конструкцій проводиться згідно з п. 9.5.8 та п. 9.5.14 [6]:

- значення умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w$ не має перевищувати значення граничної умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_{uw}$, що визначається за табл. 9.8 [6];

- умовна гнучкість звису поясу $\bar{\lambda}_f$ не повинна перевищувати значення граничної умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{uf}$, що визначається за формулами п. 9.5.14 [6].

Перевірка місцевої стійкості стінок позацентрово стислих конструкцій полягає в наступному: якщо значення умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не перевищує відповідного значення граничної умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_{uw}$, що визначається за табл. 10.3 [6], місцева стійкість стінки вважається забезпеченою п. 10.4 [6].

Перевірка місцевої стійкості стислих поясних листів позацентрово стислих конструкцій виконується так: якщо значення умовної гнучкості звису полиці

$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не перевищує відповідного значення граничної гнучкості $\bar{\lambda}_{uf}$, що

визначається за табл. 10.4 [6], то місцева стійкість стиснених поясних листів вважається забезпеченою п. 10.4 [6].

Для центрально стислих та центрально розтягнутих елементів також виконується перевірка по граничній гнучкості п. 13.4 [6].

Критерій 3 – граничні стани: втрата стійкості положення, перехід у змінну систему, якісна зміна конфігурації.

Граничний крен при сейсмічній дії не повинен перевищувати 0,003 згідно з п. 1.23 [5] та п. 4.1.4 [7].

Методика обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF (High Confidence Low Probability of Failure (Висока забезпеченість низької ймовірності відмови)). Розрахунковий аналіз сейсмостійкості елементів діючих АЕС в рамках методу граничної сейсмостійкості [7] проводиться з метою визначення інтегрального параметра HCLPF, що характеризує рівень сейсмічної стійкості цього елемента. Параметр HCLPF, який виражається в одиницях прискорення вільного падіння g , порівнюється з величиною максимального прискорення на ґрунті (PGA), визначеної для майданчика АЕС і характеризує інтенсивність землетрусу, прийнятого в якості сейсмічних кваліфікаційних вимог. При виконанні умови HCLPF більше пікового PGA, сейсмостійкість елемента вважається підтвердженою. Якщо умова не виконується, то потрібна розробка і реалізація заходів щодо підвищення сейсмостійкості. Для обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF використовується коефіцієнт запасу FS, який показує у скільки разів потрібно збільшити інтенсивність сейсмічного впливу на ґрунті [18], щоб досягти допустиму величину оцінюваного параметра:

$$F_S = \frac{C - D_{NS}}{(D_S^2 + D_{SAM}^2)^{1/2} + \delta C_S}, \quad (28)$$

де C – значення допустимого параметра (наприклад, допустимі напруження); D_{NS} – вклад в оцінюваний параметр всіх несейсмічних навантажень, що входять в запропоновану комбінацію навантажень; D_S – вклад в оцінюваний параметр тільки сейсмічних інерційних навантажень; D_{SAM} – вклад в оцінюваний параметр навантажень від сейсмічного зсуву опор; δC_S – зниження величини допустимого параметру через дії сейсмічного навантаження (наприклад, міцність стіни по відношенню до зсувних навантажень може бути зменшена вертикальним розтягуючим навантаженням на цю стіну, викликаним сейсмічною подією).

У спрощеному вигляді, формула (26) набуває наступного вигляду:

$$F_S = \frac{C - D_{NS}}{D_S}. \quad (29)$$

При проведенні лінійно-пружного розрахунку, величина параметра HCLPF в розмірності максимального прискорення землетрусу на майданчику АЕС, «g», яке може витримати розглянутий елемент, визначається співвідношенням:

$$HCLPF = FS \cdot F_{\mu} \cdot PGA, \quad (30)$$

де F_{μ} – безрозмірний коефіцієнт непружного поглинання енергії, який визначається відповідно до табл. 3.1 [7]; PGA – прискорення нульового періоду (пікове прискорення), складає 0,17g для МРЗ та 0,085g для проектного землетрусу(ПЗ).

Методика та верифікаційні приклади визначення величин параметрів FS та HCLPF для залізобетонних конструкцій в «ЛІРА САПР». В якості параметра для визначення коефіцієнта сейсмічного запасу FS прийнято значення відносної деформації - ε . Таким чином формула для визначення коефіцієнта сейсмічного запасу матиме вигляд:

$$FS = \min FS_{\varepsilon_i}, \quad (31)$$

$$FS_{\varepsilon_i} = \left| \frac{C_{\varepsilon_i} - D_{NS\varepsilon_i}}{D_{S\varepsilon_i}} \right|, \quad (32)$$

де i – номер габаритної точки перерізу ($i = 4$ для всіх видів перерізів крім хреста, $i = 8$ для хреста); $D_{NS\varepsilon_i}$ – відносні деформації від дії несейсмічних навантажень, що входять у визначену комбінацію навантажень (для визначення C); $D_{S\varepsilon_i}$ – відносні деформації від дії сейсмічних інерційних навантажень з урахуванням попереднього НДС від НУЕ; C_{ε_i} – відносні деформації від дії максимально можливої комбінації зусиль, що витримує переріз. Тобто максимальна несуча здатність перерізу. Можна проілюструвати як поверхню несучої здатності залізобетонного перерізу, яку представлено на рис. 1.

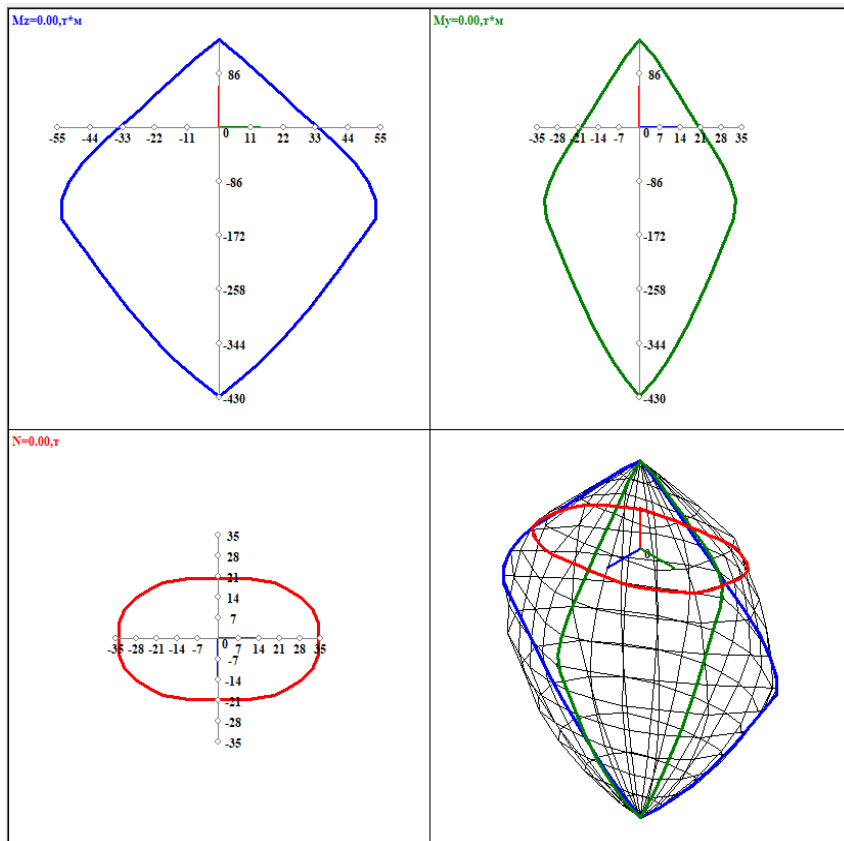


Рис. 1. Поверхня несучої здатності залізобетонного перерізу



Рис. 2. Переріз колони з армуванням і характеристиками матеріалів

Далі наведені верифікаційні приклади визначення величин параметрів FS та HCLPF для залізобетонних конструкцій в «ЛІРА САПР». На рис. 2 показано **Приклад 1** – Розрахунок перерізу колони.

Зусилля, які діють в колоні наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Розрахункові ситуації	N , тс	M_x , тс·м	M_y , тс·м	Q_z , тс	M_z , тс·м	Q_y , тс
НУЕ+Сейсміка	-28.3638	-0.1627	0.0625	0.1248	-15.4251	9.1213
Сейсміка	2.1428	-0.0979	0.1114	0.1221	-12.516	7.6097

Результат розрахунку величин параметрів FS та HCLPF для перерізу колони в «ЛІРА САПР» приведені на рис. 3.

АРМАТУРА (Режим: Перевірка заданої арматури)

Пер	Сим	Поздовжня								Поперечна		Тріщини	
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	Asw1	Asw2	коротк.
1	C	Переріз проходить. Коефіцієнт запасу 13.842. Коефіцієнт сейсмічного запасу FS = 8.962											

Рис. 3. Результати розрахунку величин параметрів FS та HCLPF для перерізу колони

Для перевірки коректності розрахунків використана програма «Конструктор перерізів». Задані аналогічні параметри перерізу та його матеріалів. Для аналізу результатів нижче наведені діаграми відносних деформацій від дії максимально можливої комбінації зусиль що витримує переріз (рис. 4), при НУЕ (рис. 5) та від дії сейсмічних інерційних навантажень (рис. 6).

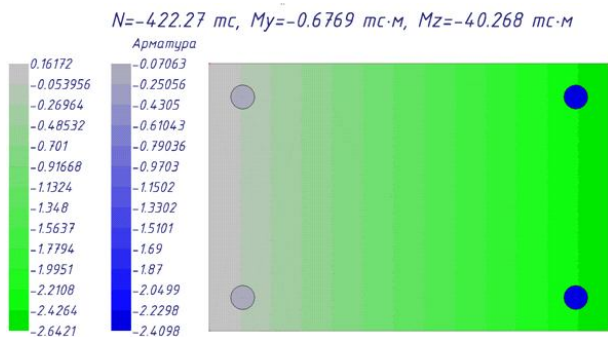


Рис. 4. Діаграма відносних деформацій від дії максимально можливої комбінації зусиль що витримує переріз, 10⁻⁶ м

Знімаємо значення деформацій з діаграм. У табл. 2 показані значення деформацій на обох гранях та величина

параметру FS.

Таблиця 2

Величини деформацій та параметру FS	Грань 1	Грань 2
C, 10 ⁻⁶ м	-2.6421	-2.6421
Dns, 10 ⁻⁶ м	-0.088499	-0.0885
Ds, 10 ⁻⁶ м	-0.25824	-0.2575
FS*	8.888479709	8.914023

* при розрахунку FS обов'язково враховуються знаки (вектори) отриманих відносних деформацій

Отже, похибка результатів визначення величини параметру FS в «ЛІРА САПР» (8.962) і розраховане за результатами відносних деформацій в «Конструктор перерізів» (8.888) складає 0.82%, що є допустимою похибкою.

Приклад 2 – Розрахунок перерізу балки зображено на рис. 7.

Зусилля, які діють в балці наведені в табл. Таблиця 3.

Результат розрахунку величин параметрів FS та HCLPF для перерізу колони в «ЛІРА-САПР» приведені на рис. 7.

Для перевірки коректності розрахунків використана програма «Конструктор перерізів». Задані аналогічні параметри перерізу та його матеріалів. Для аналізу результатів нижче наведені діаграми відносних деформацій від дії максимально можливої комбінації зусиль що витримує переріз (рис. 8), при НУЕ (рис. 10) та від дії сейсмічних інерційних навантажень (рис. 11).

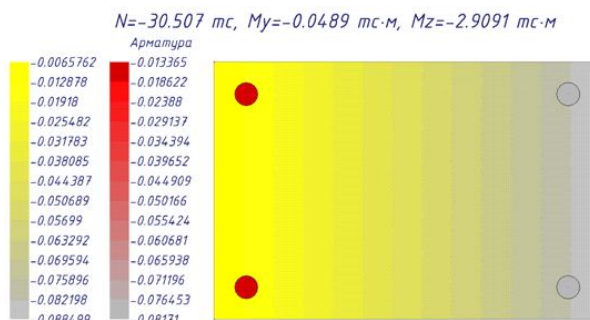


Рис. 5. Діаграма відносних деформацій при НУЕ, 10-6 м

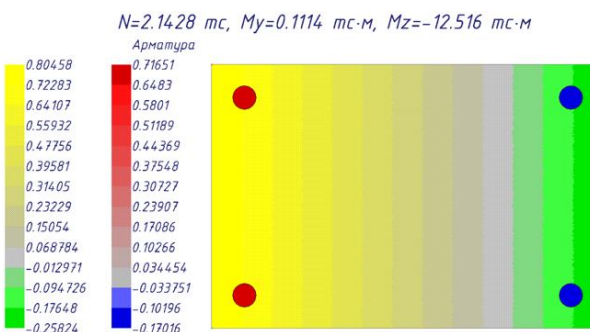


Рис. 6. Діаграма відносних деформацій від дії сейсмічних інерційних навантажень, 10-6 м

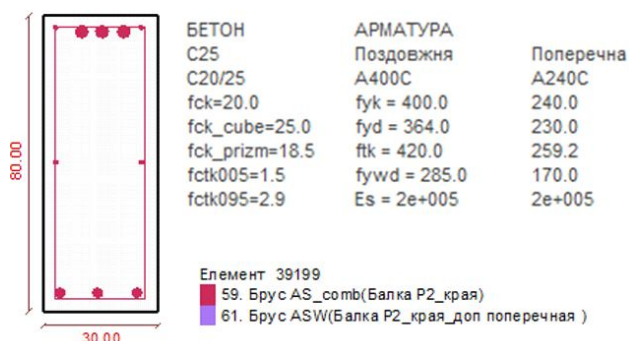


Рис. 7. Переріз балки з армуванням і характеристиками матеріалів

Таблиця 3

Розрахункові ситуації	N, тс	M _x , тс·м	M _y , тс·м	Q _x , тс	M _z , тс·м	Q _y , тс
НУЕ + Сейсміка	-1.8868	0.5936	-29.3016	-30.6668	-0.2732	-1.1938
Сейсміка	-0.2971	-0.1036	-7.8664	-2.4088	-0.162	-0.5917

АРМАТУРА (Режим: Перевірка заданої арматури)

Пер	Сим	Поздовжня								Поперечна		Тріщини			
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	Asw1	Asw2	коротк.	тривал.	
1	H	Переріз проходить. Коефіцієнт запасу 2.851. Коефіцієнт сейсмічного запасу FS = 10.158													

Рис. 8. Результати розрахунку величин параметрів FS та HCLPF для перерізу колони

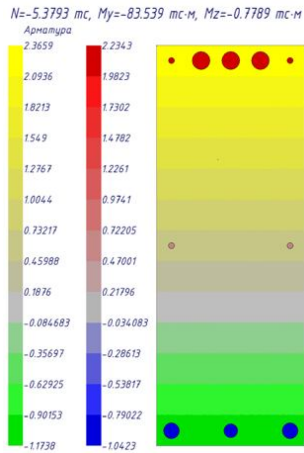


Рис. 9. Діаграма відносних деформацій від дії максимально можливої комбінації зусиль що витримує переріз, 10-6 м

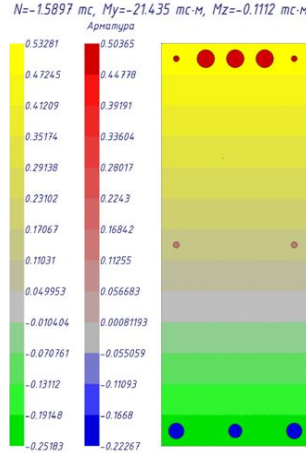


Рис. 10. Діаграма відносних деформацій при НУЕ, 10-6 м

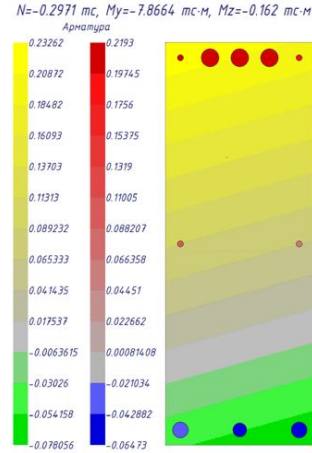


Рис. 11. Діаграма відносних деформацій від дії сейсмічних інерційних навантажень, 10-6 м

Знімаємо значення деформацій з діаграм. В табл. 4 наведені значення деформацій на обох гранях та величина параметру FS.

Таблиця 4

Величини деформацій та параметру FS	Грань 1	Грань 2	Грань 3	Грань 4
$C, 10^{-6} м$	-1.1736	-1.1736	2.366	2.366
$D_{ns}, 10^{-6} м$	-0.2518	-0.2518	0.533	0.533
$D_s, 10^{-6} м$	-0.0781	-0.0542	0.209	0.2326
FS*	10.8028169	16.0073801	12.87081	11.4636

* при розрахунку FS обов'язково враховуються знаки (вектори) отриманих відносних деформацій

Отже, похибка результатів визначення величини параметру FS в «ЛІРА-САПР» (10.158) і розраховане за результатами відносних деформацій в «Конструктор перерізів» (10.803) складає 6.35%, що є допустимою похибкою.

Обчислення параметрів FS та HCLPF в сталевому розрахунку «ЛІРА-САПР». Прикладемо формулу (20) до напружень. Тоді допустиме значення параметра C буде дорівнювати допустимому напруженню в поперечному перерізі елемента $[\sigma]$. D_{NS} стане напруженням від несейсмічних навантажень σ_{NS} , а D_s – напруженням від сейсмічних навантажень σ_s . Отже:

$$FS = \frac{[\sigma] - \sigma_{NS}}{\sigma_s}, \tag{33}$$

У формулі (20) розділимо всі члени на $[\sigma]$ та помножимо на 100%:

$$FS = (100\% \cdot [\sigma]/[\sigma] - 100\% \cdot \sigma_{NS}/[\sigma]) / (100\% \cdot \sigma_s/[\sigma]),$$

при цьому

$$100\% [\sigma]/[\sigma] = 100\%$$

$$100\% \sigma_s/[\sigma] = P_s \text{ – процент вичерпання несучої здатності від сейсмічних навантажень}$$

$$100\% \cdot \sigma_{NS}/[\sigma] = P_{ns} \text{ – процент вичерпання несучої здатності від несейсмічних навантажень.}$$

Отримаємо:

$$FS = (100\% - P_{ns}) / P_s. \tag{34}$$

Параметр FS можна вирахувати по процентам вичерпання несучої здатності Π_{ns} та Π_s не лише для перевірки напружень, тобто міцності елемента, але й для перевірки його стійкості, місцевої стійкості його полиць та стінок, а також граничної гнучкості.

Методика побудови кривих пошкоджуваності. Крива пошкоджуваності (fragility curve) являє собою зв'язок параметра коливань земної поверхні і умовної ймовірності відмови елемента АЕС, що розглядається. В якості параметру коливань земної поверхні найчастіше виступає пікове прискорення або спектральне прискорення для заданого діапазону частот [19].

Через велику кількість невизначеностей і випадковостей, умовна ймовірність відмови елемента характеризується сімейством кривих, математична модель якого визначається наступним чином:

$$A = A_m \varepsilon_R \varepsilon_U. \quad (35)$$

де A_m – медіанне значення несучої здатності елемента, виражене в формі величини прискорення на вільній поверхні при землетрусі, є детермінованою величиною; ε_R і ε_U – випадкові величини, розподілені по логнормальному закону з одиничними медіанами і логарифмічними стандартними відхиленнями β_R і β_U ; β_R і β_U – параметри кривих пошкоджуваності (характеристики алеаторної і епістемічної невизначеності).

Випадкові величини ε_R і ε_U задають, відповідно, розкид випадкових значень граничних прискорень навколо їх медіанного значення і невизначеність в значенні медіани.

Нахил кривих пошкоджуваності (параметр β_R) визначається впливом випадкових параметрів при визначенні граничного прискорення: чим крутіше нахил, тим менше розкид граничних прискорень.

Для досягнення цілей сейсмічного ймовірнісного аналізу безпеки (БАБ) використовується «середня» крива пошкоджуваності, що дає при згортці з кривою сейсмічної небезпеки точкову оцінку частоти відмови компоненти.

Середня крива має також логнормальний розподіл з параметрами $LN(A_m, \beta_c)$, де відхилення β_c задається як:

$$\beta_c = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}. \quad (36)$$

Для отримання величин β_R та β_U елементів будівлі комплексу по переробці радіоактивних відходів використані їх представницькі значення, рекомендовані в таблиці Н-2 документа EPRI [13].

Параметр HCLPF безпосередньо пов'язаний з моделлю кривих пошкоджуваності.

Відповідно до п. 7.3.13 [14] комбінований (гібридний) метод полягає у використанні результатів раніше виконаної детерміністичної оцінки сейсмостійкості після виконання сейсмічних обходів блоку (значень HCLPF) для визначення ймовірності пошкоджуваності від сейсмічних впливів. Такий метод оцінює тільки достатність сейсмічного запасу по відношенню до рівня впливу, обраного для оцінки.

Гібридний метод передбачає наступний порядок дій:

- оцінити HCLPF для елемента, що розглядається, детерміністичним методом;
- розрахувати логарифмічно-нормальне відхилення β_c ;
- розрахувати медіанне значення несучої здатності.

Медіанне значення несучої здатності при розрахунку кривих пошкоджуваності для заданої забезпеченості δ розраховується за залежністю:

$$A_{m1} = HCLPF \cdot e^{1,65 \cdot (\beta_r + \beta_u)}. \quad (37)$$

Медіанне значення несучої здатності для спрощеного розрахунку, гібридним методом, для розрахунку середньої кривої пошкоджуваності розраховується за залежністю:

$$A_{m2} = HCLPF \cdot e^{2,33 \cdot \beta_c}. \quad (38)$$

Опис методу наведено в офіційному документі [8]. Більш детальна інформація про властивості кривих пошкоджуваності відображена в [9-12].

В табл. Н-2 [13] наводяться рекомендовані представницькі значення β_R і β_U параметрів пошкоджуваності для різних елементів АЕС.

Визначення частот відмов обладнання вимагає подання кривих пошкоджуваності в оцифрованому вигляді.

У загальному випадку сімейство кривих пошкоджуваності повністю визначається трьома величинами: A_m , β_R , β_U .

Для побудови кривих пошкоджуваності необхідним є визначення значень умовної ймовірності відмови з забезпеченістю $\delta \in (0; 1)$ при прискоренні a .

Нижче наведено алгоритм обчислення значень умовної ймовірності відмови, реалізований за допомогою функцій MS Excel.

Розрахунок проводиться в два етапи.

Обчислення значення медіани розподілу A_m^δ для заданої забезпеченості δ за допомогою функції Excel:

$$\text{ЛОГНОРМОБР}(1-\delta; \text{LN}(A_m); \beta_U). \quad (39)$$

Обчислення значення умовної ймовірності відмови для прискорення a :

$$\text{ЛОГНОРМРАСП}(a; \text{LN}(A_m^\delta); \beta_R). \quad (40)$$

Додатково для виконання сейсмічного ВАБ необхідна середня крива пошкоджуваності устаткування, яка задається двома параметрами: A_m і β_c . У цьому випадку розрахунок проводиться в один етап за допомогою функції:

$$\text{ЛОГНОРМРАСП}(a; \text{LN}(A_m); \beta_c). \quad (41)$$

В залежності від отриманої мінімальної величини граничної сейсмостійкості НСLРF, побудовані графіки сімейств кривих пошкоджуваності для будівельних конструкцій комплексу по переробці радіоактивних відходів. В якості методичного керівництва для побудови кривих пошкоджуваності використані [13] та [14].

Висновок. В статті викладена методологія, яка використовується для оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості з урахуванням взаємодії споруди з основою для переліку будівель та споруд енергоблоків.

В статті описаний метод розрахунку оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості, врахування впливу основи, міцнісні та деформативні критерії працездатності, методика обчислення величини граничної сейсмостійкості НСLРF та методика побудови кривих пошкоджуваності.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. НП 306.2.208-2016. Вимоги до сейсмостійкого проектування та оцінки сейсмічної безпеки енергоблоків атомних станцій. Затверджено наказом Держатомрегулювання від 17.10.2016 № 175, зареєстровано в М-ві юстиції України від 07.11.2016 за № 1449/29579.
2. ДБН В.1.1-12-2014. Будівництво у сейсмічних районах України– К.: Мінрегіон України, 2013. – 199 с.
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіон України, 2018.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні.– К.: Мінрегіон України, 2009.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіон України, 2010.
6. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. – Чинний від 01.01.2015.
7. Пин АЭ 5.6. «Нормы строительного проектирования АС з реакторами различного типа. – М.: Министерство атомной энергетики СССР, 1986»;
8. МТ-Т.0.03.326-13 «Методика розрахункового аналізу сейсмостійкості елементів діючих АЕС у рамках методу граничної сейсмостійкості».
9. IAEA-TECDOC-1487. Advanced nuclear plant design options to cope with external events, 2006.
10. IAEA-TECDOC-724. Probabilistic Safety Assessment for Seismic Events», 1993.
11. Report TR 103959. Methodology for Developing Seismic Fragilities», EPRI, Palo Alto, CA, 1994.
12. Final Report 1002988. Seismic Fragility Application Guide, EPRI, Palo Alto, CA, 2002.
13. Final Report 1019200. Seismic Fragility Applications Guide Update, EPRI, Palo Alto, CA, 200.
14. Final Report 3002000709. Seismic Probabilistic Risk Assessment Implementation Guide, EPRI, Palo Alto, CA,

- 2013.
15. СОУ НАЕК 198:2020. Інженерна, наукова та технічна підтримка. Технічне керівництво з виконання сейсмічного ІАБ. Загальні положення.
 16. Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya. Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program) // *Civil and Environmental Engineering*. – 2020. –Vol. 16, Issue 1, P.63-70. Doi: 10.2478/cee-2020-0007.
 17. Barabash M., Kostyra N., Pisarevskiy B. Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. The International Scientific Conference on Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings, 20–22 November 2019. – Kharkiv, (Ukraine), 2019. – Vol. 708. – conf. 1. Doi: 10.1088/1757-899X/708/1/012044.
 18. Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya. Taking into Account Material Damping in Seismic Analysis of Structures // *TehnickyGlasnik - Technical Journal*, 2020. –Vol. 14, – No. 1, P.55-59. Doi:10.31803/tg-20180523192812.
 19. Barabash M., Iegupov V., Pisarevskiy B. Simulation of the Seismic Resistance of Buildings with Account of Unlimited Soil Space // *EcoComfort*, 2020 Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol.100, – P. 26-33. Doi: 10.1007/978-3-030-57340-9_4.
 20. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ. Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2009

REFERENCES

1. NP 306.2.208-2016. Vymohy do seismostiikoho proektuvannya ta otsinky seismichnoi bezpeky enerhoblokv atomnykh stantsii (Requirement for seismic design and assessment of seismic safety of power units of nuclear power plants). Zatverdzheno nakazom Derzhatomrehulivannya vid 17.10.2016 № 175, zareiestrovano v M-vi yustytzii Ukrainy vid 07.11.2016 za № 1449/29579.
2. DBN V.1.1-12-2014. Budivnytstvo u seismichnykh raionakh Ukrainy (Construction in seismic areas of Ukraine) – K.: Minrehion Ukrainy, 2013. – 199 s.
3. DBN V.1.2-14:2018. Zahalni pryntsyipy zabezpechennya nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud (General principles of ensuring reliability and structural safety of buildings and structures). – K.: Minrehion Ukrainy, 2018.
4. DBN V.2.6-98:2009. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni (Structures of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures. Themainones). – K.: Minrehion Ukrainy, 2009.
5. DSTU B V.2.6-156:2010 Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannya (Structures of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete. Design rules). – K.: Minrehion Ukrainy, 2010.
6. DBN V 2.6-198:2014. Stalvikonstruktsii. Normy proektuvannya (Steel structures. Design standards). – K.: MinrehionUkrainy, 2014. – 199 s. – Chynnyivid 01.01.2015.
7. PiN AE 5.6. «Normy stroitel'nogo proektirovaniya AS z reaktorami razlichnogo tipa. – M.: Ministerstvo atomnoy energetiki SSSR, 1986» (Norms of construction design of nuclear power plants with reactors of various types. - M.: Ministry of Atomic Energy of the USSR, 1986).
8. MT-T.0.03.326-13 «Metodyka rozrakhunkovoho analizu seismostiikosti elementiv diiuchykh AES u ramkakh metodu hranychnoi seismostiikosti» (The method of calculation analysis of the seismic resistance of elements of operating AS within the framework of the method of limit seismic resistance).
9. IAEA-TECDOC-1487. Advanced nuclear plant design options to cope with external events, 2006.
10. IAEA-TECDOC-724. Probabilistic Safety Assessment for Seismic Events», 1993.
11. Report TR 103959. Methodology for Developing Seismic Fragilities», EPRI, Palo Alto, CA, 1994.
12. Final Report 1002988. Seismic Fragility Application Guide, EPRI, Palo Alto, CA, 2002.
13. Final Report 1019200. Seismic Fragility Applications Guide Update, EPRI, Palo Alto, CA, 200.
14. Final Report 3002000709. Seismic Probabilistic Risk Assessment Implementation Guide, EPRI, Palo Alto, CA, 2013.
15. СОУ НАЕК198:2020. Inzhenerna, naukova ta tehnicna pidtrimka. Tehnicne kerivnitstvo z vikonnannya seysmichnogo IAB. Zagalni polozhennya (Engineering, scientific and technical support. Technical guidance on the implementation of seismic IAB. Terms).
16. Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya. Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program) // *Civil and Environmental Engineering*. – 2020. –Vol. 16, Issue 1, P.63-70. Doi: 10.2478/cee-2020-0007.
17. Barabash M., Kostyra N., Pisarevskiy B. Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. The International Scientific Conference on Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings, 20–22 November 2019. – Kharkiv, (Ukraine), 2019. – Vol. 708. – conf. 1. Doi: 10.1088/1757-899X/708/1/012044.
18. Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya. Taking into Account Material Damping in Seismic Analysis of Structures // *TehnickyGlasnik - Technical Journal*, 2020. –Vol. 14, – No. 1, P.55-59. Doi:10.31803/tg-20180523192812.
19. Barabash M., Iegupov V., Pisarevskiy B. Simulation of the Seismic Resistance of Buildings with Account of

- Unlimited Soil Space // EcoComfort, 2020 Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol.100, – P. 26-33. Doi: 10.1007/978-3-030-57340-9_4.
20. ДБН В.2.1-10-2009 Osnovi ta fundamenti sporud. Osnovni poloshennya proektuvannya (Bases and foundations of buildings. Basic design principles). Київ. – К.: Minrehion Ukrainy, 2009.

Стаття надійшла 07.11.2023

Гензерський Ю.В., Барабаш М.С., Трусов І.О., Первушова Л.Ф.

МЕТОДИКА ОЦІНКИ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД АТОМНИХ ЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ В ПК ЛІРА САПР

В даній статті запропонована методологія оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості з урахуванням взаємодії споруди з основою для будівель та споруд енергоблоків, міцнісних та деформативних критеріїв працездатності тощо. У рамках перевірочного розрахунку розглянуто три критерії міцності працездатності, що складені згідно Загальним принципам забезпечення надійності на конструктивній безпеки будівель і споруд. Сейсмічний розрахунок виконано за лінійно-спектральною теорією сейсмостійкості. В ПК ЛІРА-САПР реалізовано врахування впливу основи згідно ДБН В.1.1-12-2014. Будівництво у сейсмічних районах України.

Запропоновано методику обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF та методику побудови кривих пошкоджуваності. Для визначення інтегрального параметра HCLPF, що характеризує рівень сейсмічної стійкості цього елемента проведено розрахунковий аналіз сейсмостійкості елементів діючих АЕС в рамках методу граничної сейсмостійкості. Запропоновано методику та верифікаційні приклади визначення величин параметрів FS та HCLPF для залізобетонних конструкцій в «ЛІРА САПР».

Ключові слова: гранична сейсмостійкість, міцнісні та деформативні критерії працездатності, HCLPF, залізобетонні конструкції, деформації, міцність, ЛІРА-САПР.

Henzerkyi Y.V., Barabash M.S., Trusov I.O., Pervushova L.F.

METHODS OF ASSESSING THE SEISMIC RESISTANCE OF BUILDING STRUCTURES AND NUCLEAR POWER PLANT STRUCTURES IN LIRA-SAPR PROGRAM

This article proposes a methodology for assessing seismic resistance and determining the reserve of seismic resistance, taking into account the interaction of the structure with the foundation for buildings and structures of power units, strength and deformation criterion of workability, etc. During verification calculation, three criteria of strength of workability, compiled according to the General principles of ensuring reliability and structural safety of buildings and structures, were considered. The seismic calculation was performed according to the linear-spectral theory of seismic resistance. In LIRA-SAPR program, consideration of the influence of the base is implemented according to Building norm DBN B.1.1-12-2014. Building Construction in seismic areas of Ukraine.

The method of calculating the value of the ultimate seismic resistance of HCLPF and the method of constructing damage curves are proposed. To determine the integral parameter HCLPF, which characterizes the level of seismic resistance of this element, a calculation analysis of the seismic resistance of elements of operating nuclear power plants was carried out within the framework of the method of ultimate seismic resistance. The methodology and verification examples for determining the values of FS and HCLPF parameters for reinforced concrete structures in LIRA-SAPR program are proposed.

Keywords: ultimate seismic resistance, strength and deformation workability, HCLPF, reinforced concrete structures, deformations, strength, LIRA-FEM analysis.

УДК 624.014, 621.039.58

Гензерський Ю.В., Барабаш М.С., Трусов І.О., Первушова Л.Ф. **Методика оцінки сейсмостійкості будівельних конструкцій та споруд атомних електростанцій в ПК Ліра САПР // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. збірник.** – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 125-139.

В даній статті запропонована методологія оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості з урахуванням взаємодії споруди з основою для будівель та споруд енергоблоків, міцнісних та деформативних критеріїв працездатності тощо.

Табл. 4. Іл. 11. Бібліогр. 20 назв.

UDC 624.014, 621.039.58

Henzerkyi Y.V., Barabash M.S., Trusov I.O., Pervushova L.F. Methods of assessing the seismic resistance of building structures and nuclear power plant structures in Lira-SAPR program // Strength of Materials and Theory of Structures. Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 125-139.

This article proposes a methodology for assessing seismic resistance and determining the reserve of seismic resistance, taking into account the interaction of the structure with the foundation for buildings and structures of power units, strength and deformation criterion of workability, etc.

Tabl. 4. Figs. 11. Refs. 20

Автор: канд. техн. наук, головний конструктор ТОВ «ЛІРА САПР» ГЕНЗЕРСЬКИЙ Юрій Валерійович

Адреса: 04053, Україна, м. Київ, провулок Киянівський, 7-а (ст. метро "Золоті Ворота") Бізнес-центр «Киянівський», ТОВ «Ліра САПР»

Робочий тел.: +38 (044) 590-58-85

E-mail: support.lira@gmail.com

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1957-1236>

Автор: доктор технічних наук, директор ТОВ «ЛІРА САПР», професор кафедри КТБіРА Національного авіаційного університету БАРАБАШ Марія Сергіївна

Адреса: 04053, Україна, м. Київ, провулок Киянівський, 7-а (ст. метро "Золоті Ворота") Бізнес-центр «Киянівський», ТОВ «Ліра САПР»

Робочий тел.: +38 (044) 590-58-86

Мобільний тел.: +38 (095)2863990

E-mail: bmari@liraland.com.ua

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2157-521X>

Автор: начальник відділу оцінки сейсмостійкості служби технічної підтримки продовження експлуатації ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ ТРУСОВ Іван Олександрович.

Адреса: 01032, Україна, м. Київ, вул.Назарівська, 3, ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ

Робочий тел.: +38 (044) 277-78-83

E-mail: i.trusov@ntc.atom.gov.ua

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9351-6633>

Автор: провідний інженер відділу оцінки сейсмостійкості служби технічної підтримки продовження експлуатації ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ ПЕРВУШОВА Любов Федорівна

Адреса: 01032, Україна, м. Київ, вул.Назарівська, 3, ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ

Робочий тел.: +38 (044) 277-78-83

E-mail: l.pervushova@ntc.atom.gov.ua

ORCID: <https://orcid.org/0009-0004-7706-8131>

UDC 539.375

ANALYSIS OF STRUCTURES WITH ARBITRARY KINEMATIC BOUNDARY CONDITIONS BY THE SEMI-ANALYTICAL FINITE ELEMENT METHOD

Yu.V Maksimyk,

Doctor of Engineering

V.P. Andriievskiy,

Candidate of Technical Sciences

I.Yu. Martyniuk,

Candidate of Technical Sciences

O.V. Maksimyk,

*Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv
Povitroflotsky Ave., 31, Kyiv, 03680*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.140-146

The successful application of ITU to the analysis of structures is largely due to the efficiency of the use of modern software packages, in connection with which the role of program systems that implement the solution process increases. The correct organization of the computing complex, the choice of optimal algorithms for solving systems of linear and nonlinear equations largely determine the possibilities of the method in terms of the structural complexity of the objects under consideration, the accuracy of the results obtained, and the complexity of setting nonlinear problems. Therefore, there is an increased interest in the development of fairly universal computing complexes based on ITU. One of the effective software complexes is the "Strength" system, designed to conduct comprehensive research in the field of mechanics of a deformable solid, the basic principles of construction of which are used in this work in the implementation of a semi-analytical version of the finite element method (FEM).

In this work, solutions of a significant number of control problems of deformation of massive and thin-walled prismatic bodies under different boundary conditions and loads are obtained. In the process of solving new problems, the estimation of the convergence of results was carried out on the basis of a sequential increase in finite elements and contained terms of decomposition, an increase in the accuracy of systems of linear and nonlinear equations, and the accuracy of satisfaction with natural boundary conditions was checked. The developed effective method for solving new complex problems of deformation of prismatic bodies is implemented in the form of complex programs and can be used in design and construction practice in construction, mechanical engineering and other fields of technology.

Keywords: finite element method (FEM), semi-analytical finite element method (SAFEM), stress-strain state, elastic deformation, bending of hinged square plate, cylindrical panel, elastic equilibrium of prismatic beam, thick square plate clamped along the contour.

Entry. A wide range of building structures or machine-building equipment consists of elements that are prismatic bodies of complex shape. Modern methods that are focused on the calculation of a wide class of structures consisting of massive and thin-walled elements [3, 7, 14] should, along with high accuracy of the description of the stress-strain state of objects of complex shape and structure, provide a high rate of convergence to an exact solution with minimal numerical Cost. In this work, solutions of a significant number of control problems of deformation of massive and thin-walled prismatic bodies under different boundary conditions and loads.

Bending a hinged square plate. We consider the elastic equilibrium of a thin square plate with a side under the action of a load normal to its plane, the intensity of which is described by the formula:

$$q = q_0 \sin \frac{\pi z^1}{a} \sin \frac{\pi z^2}{a}, \quad (1)$$

where q_0 - is the value of the load in the center of the plate. Coordinate axis Z^1 and Z^2 are directed along the sides of the square. The plate is hinged on all side.

The solution of this problem, obtained in the work [9], is taken as a reference. Calculations performed according to the developed method have shown that the finite elemental approach provides a good convergence of the solution to the exact one. Similarly, when approximating a plate with a 2x5 FE grid, the values of the maximum deflection in the center of the plate obtained by the exact and approximate methods differ by less than 1%.

Cylindrical panel loaded with its own weight. One of the most common examples for estimating the convergence of numerical methods for calculating thin-walled objects is the problem of elastic equilibrium of a non-flat rectangular cylindrical panel, hinged on two curved sides and free on the other two, loaded with its own weight (Fig. 1) [6].

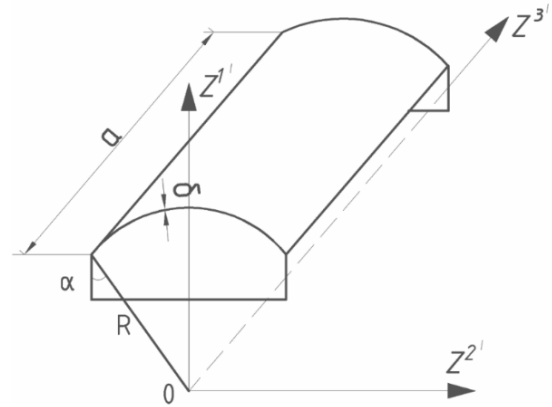


Fig. 1. Design diagram of a cylindrical panel

$$\begin{aligned}
 U_{(z^{3'}=0)}^{k'} &= U_{(z^{3'}=a)}^{k'} = 0, \\
 \sigma_{(z^{3'}=0)}^{3'3'} &= \sigma_{(z^{3'}=a)}^{3'3'} = 0.
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

Fig. 2 shows the graphs of the error change in determining the deflection of the center of the panel calculated in relation to the reference solution [9], in of the dependence on the order of the matrix of the system of allowed equations.

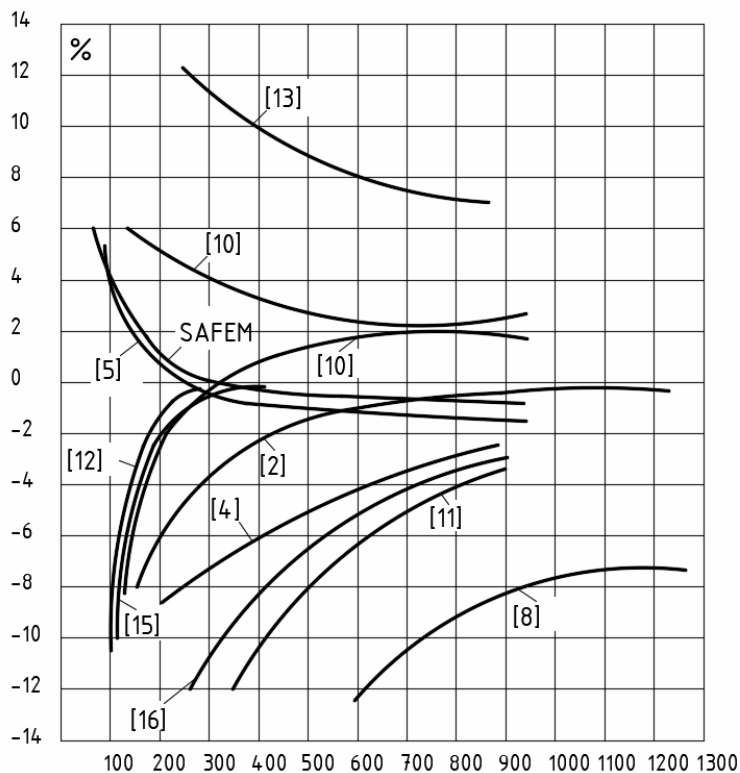


Fig. 2. Graphs of changes in the error in determining the deflection of the center of the panel

The solutions are obtained on the basis of various variants of shell finite elements, FEM when discretized along the one that forms and directs the SAFEM. Their analysis demonstrates the high efficiency of the FEM in the calculation of thin-walled objects.

As can be seen from the figure, the traditional [5] and semi-analytical versions of the FEM, based on the relations of the moment scheme, have approximately the same rate of convergence in this problem. So over the entire range, the change in the number of unknowns is the difference. The results obtained by different variants of the FEM are less than 1%, however, the width of the matrix of the system of allowed equations of the SAFEM is much smaller.

Elastic equilibrium of a prismatic bar. The possibility of applying the developed numerical analysis apparatus to the calculation of massive spatial structures is investigated on

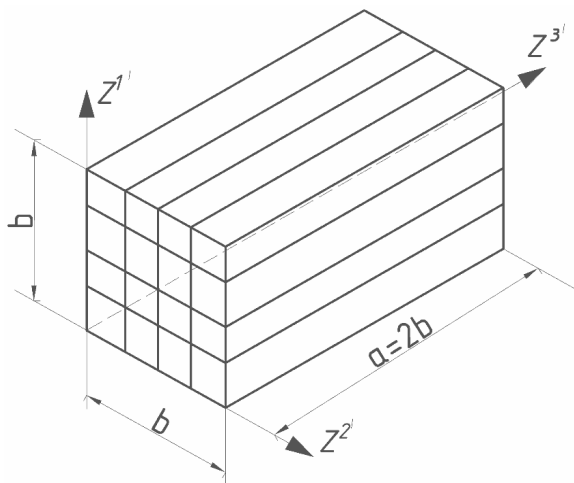


Fig. 3. Design diagram of a prismatic bar

the example of a prismatic beam with a square prismatic (fig. 3). Cross-section - b , the length of the beam - $a = 2b$. On the upper plane ($Z^1 = b$) the object is loaded with a vertical uniformly distributed load of unit intensity. The kinematic boundary conditions are assumed to be the absence of vertical displacements in the plane $Z^3 = 0$ and $Z^3 = a$.

The solution of a similar problem is obtained in [6] on the basis of the generalized method of finite integral transformations. Table 1 shows the values of vertical displacements at different points of the section $Z^3 = a/2$, obtained on the basis of

SAFEM and using the approach [6]. At all points of the section under consideration, the discrepancy in the results is about 1%.

$$\begin{aligned}
 U_{(z^3=0)}^{\alpha'} &= U_{(z^3=a)}^{\alpha'} = 0, \\
 \sigma_{(z^3=0)}^{33'} &= \sigma_{(z^3=a)}^{33'} = 0.
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

Table 1

Z^1	Z^2	SAFEM	[6]	%
0,5b	0,5b	3,41	3,45	1,16
b	0,5b	3,93	3,96	0,76
0,5b	b	3,67	3,71	1,08
b	b	4,20	4,24	0,94

Fig. 4 shows the nature of the change in vertical displacement along the face $Z^1 = b$, $Z^2 = b$. The solid line shows the reference results, the circles show the displacement values calculated by the SAFEM. A good alignment of solutions obtained by different methods is evident.

A thick square slab is clamped along the contour. Approximation by means of functional series requires a justification of the possibility of satisfying different types of kinematic

boundary conditions. For this purpose, the elastic deformation of a thick square slab under the action of a vertical uniformly distributed load applied to the upper plane ($Z^1 = h$) fig. 5.

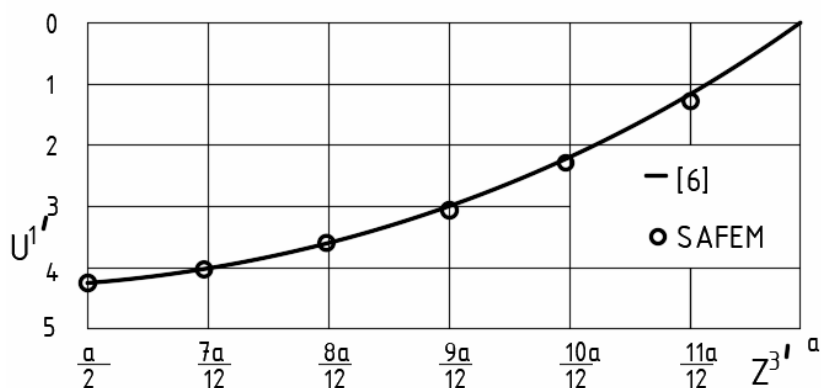


Fig. 4. Graphs of changes in vertical displacement along the face of the beam

$$\begin{aligned}
 U_{i'(z^3=a)} &= 0, \\
 U_{3'(z^3=0)} &= 0, \\
 U_{2'(z^2=a)} &= 0, \\
 U_{i'(z^3=0)} &= 0.
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

The thickness of the slab $h = 0,02m$, the length of the side $2a = 5h$, the intensity of the external load $q = E/50$, where E - is the modulus of elasticity of the material, the Poisson's ratio $\nu = 0,25$. The plate is clamped on all four sides. Due to the symmetry of the object, only the fourth part is considered, the design model of which is shown in fig. 5.

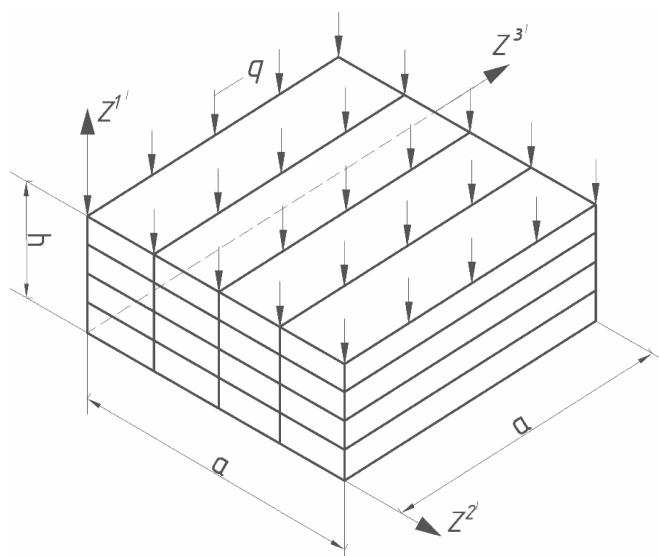


Fig. 5. Design diagram of a thick square slab clamped along the contour

A comparison of the results obtained on the basis of SAFEM and decomposition by orthogonal functions in all three directions is given in Table 2 and 3.

Table 2

Z^1	V_1	M		
		81	375	1029
0	5,414	4,804	5,410	5,512
		-11,27%	-0,07%	+1,81%
$h/2$	5,729	5,121	5,591	5,710
		-10,63%	-2,42%	-0,35%
h	5,723	4,952	5,623	5,770
		-13,50%	-1,75%	+0,82%

Table 3

Z^1	$\bar{\sigma}^{3'3'}$	M		
		81	375	1029
0	3,825	3,501	3,767	3,810
		-8,49%	-1,51%	-0,39%
h	4,150	3,750	4,070	4,130
		-9,63%	-1,92%	-0,48%

Table 2 shows the convergence of dimensionless displacements $v_1 = u_1 E / qa$ depending on the visas of the total number of unknowns M , received by HMCE in the center of the plate (upper, middle and lower surfaces), as well as their errors relative to the solutions given in the paper [1].

Conclusion. The obtained data indicate a high rate of convergence of the developed approach in the analysis of structures with arbitrary kinematic boundary conditions.

REFERENCES

1. Bazhenov V. A. Semi-analytical method of finite elements in problems of continuous destruction of spatial bodies: Monograph / [Bazhenov V. A., Gulyar O. I., Piskunov S. O., Sakharov O. S.] – Kyiv: Karavela, 2014.– 235 p.
2. Batoz, Dutt. Further exploration of two simple shell elements. – Rocketry and astronautics, 1972, № 2, p.172-173.
3. Vabishchevich M.O. Solution of nonlinear contact problems of deformation of nodal connections of steel structures /Vabishchevich M.O., Storchak D.A // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 108. – p 178-188.
4. Zuev B.I. et al. Comparison of some models of finite elements in the analysis of thin-walled spatial structures.– In: Finite Element Method in Structural Mechanics. Gorky: GSU Publ., 1975, p. 149-163.
5. Bazhenov V. A. Finite element method in problems of deformation and destruction of bodies of rotation under thermoforce load / [Bazhenov V.A., Piskunov S.O., Maksymyuk Yu.V.] – Kyiv : Karavela Publishing House, 2018.– 316 p.
6. Bazhenov V. A. Semi-analytical method of finite elements in spatial problems of deformation, destruction and shape change of bodies of complex structure / [Bazhenov V.A., Maksym'yuk Yu.V., Martynyuk I.Yu., Maksym'yuk O.V.] - Kyiv: "Caravela" publishing house, 2021. - 280 p.
7. Solodey I.I. Analysis of algorithms for solving geometrically nonlinear problems of mechanics in the scheme of the semi-analytical method of finite elements/ Solodey I.I., Kozub Yu.G., Strygun R.L., Shovkivska V.V. // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 109. – p. 109-119.
8. Stasenko I.V., Kulikov Yu. A. Comparative analysis of finite elements for a circular cylindrical shell.– Izv. Universities. Mashinostroenie Publ., 1974, no. 8, p. 162-164.
9. Timoshenko S.P., Voinovsky-Krieger S. Plastinki i obolochki [Plates and shells]. Moscow, Nauka Publ.,1966.– 456 p.
10. Bennes G., Dhatt G., Gironn I.M. and Rohichad. Curved triangular elements for the analysis of shell. – Proc. and conf on Matrik Methods in structural Mechanics, Ohio, 1968, p.617-640.
11. Clough R.W., Tohnson C.P. Afinite element approximation for the analysis of this shelss. – Inst. T. Solids struct., 1968, v.4, № 1, p.43-60.
12. Cowper G.R., Lindberg G.M., Olson M.D. A shallow shell finite element of triangular shape. – Inst. T. Solids struct., 1970, № 8, p.1133-1156.
13. Dupuis G.A., Hibbitt H.D., Mc Namara S.F., Marcal P.V. Nonlinear material and geometric behavior of shell structures. – Comput. and struct., 1972, № 1, p.117-121.
14. Pyskunov S.O., Shkryl O.O., Maksymyuk Yu.V. Determination of crack resistance of a tank with elliptical crack // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 106. – P. 14-21.
15. Sabir F.B., Look A.G. A curved cylindrical shell-finite element. Int. – I. Mech. Sci., 1972, v.14, № 2, p.47-58.
16. Schultchen E., Ulonka H., Wurmnest W. Statische Berechnung von Rototionskqrpern unter Beliebiger nichtrotations-symmetrischer Belastung mit dem Programmsystem ANTRAS – Rot. – Techn. Mitt. Krupp. Forsch., 1977, № 2, p.113-126.

Стаття надійшла 07.09.2023

Максим'юк Ю.В., Андрієвський В.П., Мартинюк І.Ю., Максим'юк О.В.

РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ З ДОВІЛЬНИМИ КІНЕМАТИЧНИМИ ГРАНИЧНИМИ УМОВАМИ НАПІВНАЛІТИЧНИМ МЕТОДОМ СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Успішне застосування МСЕ до розрахунку конструкцій в значній мірі обумовлено ефективністю використання сучасних програмних комплексів, в зв'язку з чим підвищується роль систем програм, що реалізують процес розв'язання. Правильна організація обчислювального комплексу, вибір оптимальних алгоритмів розв'язання систем лінійних і нелінійних рівнянь в значній мірі визначають можливості методу щодо структурної складності розглянутих об'єктів, точності одержуваних результатів і складності постановки нелінійних задач. Тому спостерігається підвищений інтерес до розробки досить універсальних обчислювальних комплексів на основі МСЕ. Одним з ефективних програмних комплексів є система «Міцність», призначена для проведення всебічних досліджень в області механіки твердого тіла, що деформується, основні принципи побудови якої використані в даній роботі при реалізації напіваналітичного варіанту МСЕ.

В даній роботі отримані розв'язки значної кількості контрольних задач деформування масивних і тонкостінних призматичних тіл при різних граничних умовах і навантаженнях. У процесі розв'язання нових задач оцінка збіжності результатів проводилася на основі послідовного збільшення скінчених елементів і утримуваних членів розкладання, підвищення точності систем лінійних і нелінійних рівнянь, а також перевірялася точність задоволення природним граничним умовам. Розроблена ефективна методика розв'язання нових складних завдань деформування призматичних тіл реалізована у вигляді комплексних програм і може бути використана в проектно-конструктивній практиці в будівництві, машинобудуванні та інших галузях техніки.

Ключові слова: метод скінчених елементів (МСЕ), напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ), напружено-деформований стан, пружне деформування, вигин шарнірно закріпленої квадратної пластини, циліндрична панель, пружна рівновага призматичного бруса, затиснена по контуру товста квадратна плита.

Maksymyuk Yu. V., Andriievskiy V. P., Martyniuk I. Yu., Maksymyuk O. V.

ANALYSIS OF STRUCTURES WITH ARBITRARY KINEMATIC BOUNDARY CONDITIONS BY THE SEMI-ANALYTICAL FINITE ELEMENT METHOD

The successful application of FEM to the analysis of structures is largely due to the efficiency of the use of modern software packages, in connection with which the role of program systems that implement the solution process increases. The correct organization of the computing complex, the choice of optimal algorithms for solving systems of linear and nonlinear equations largely determine the possibilities of the method in terms of the structural complexity of the objects under consideration, the accuracy of the results obtained, and the complexity of setting nonlinear problems. Therefore, there is an increased interest in the development of fairly universal computing complexes based on FEM. One of the effective software complexes is the "Strength" system, designed to conduct comprehensive research in the field of mechanics of a deformable solid, the basic principles of construction of which are used in this work in the implementation of a semi-analytical version of the FEM.

In this work, solutions of a significant number of control problems of deformation of massive and thin-walled prismatic bodies under different boundary conditions and loads are obtained. In the process of solving new problems, the estimation of the convergence of results was carried out on the basis of a sequential increase in finite elements and contained terms of decomposition, an increase in the accuracy of systems of linear and nonlinear equations, and the accuracy of satisfaction with natural boundary conditions was checked. The developed effective method for solving new complex problems of deformation of prismatic bodies is implemented in the form of complex programs and can be used in design and construction practice in construction, mechanical engineering and other fields of technology.

Keywords: finite element method (FEM), semi-analytical finite element method (SAMSE), stress-strain state, elastic deformation, bending of hinged square plate, cylindrical panel, elastic equilibrium of prismatic beam, thick square plate clamped along the contour.

УДК 539.375

Максим'юк Ю.В., Андрієвський В.П., Мартинюк І.Ю., Максим'юк О.В. **Розрахунок конструкцій з довільними кінематичними граничними умовами напіваналітичним методом скінчених елементів** // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – Київ: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 140-146.

В даній роботі отримані розв'язки значної кількості контрольних задач деформування масивних і тонкостінних призматичних тіл при різних граничних умовах і навантаженнях. У процесі розв'язання нових задач оцінка збіжності результатів проводилася на основі послідовного збільшення скінчених елементів і утримуваних членів розкладання, підвищення точності систем лінійних і нелінійних рівнянь, а також перевірялася точність задоволення природним граничним умовам. Розроблена ефективна методика розв'язання нових складних завдань деформування призматичних тіл реалізована у вигляді комплексних програм і може бути використана в проектно-конструктивній практиці в будівництві, машинобудуванні та інших галузях техніки.

Табл. 3. Іл. 5. Бібліогр. 16 назв.

UDC 539.375

Maksymyuk Yu.V., Andriievskiy V.P., Martyniuk I.Yu., Maksymyuk O.V. Analysis of structures with arbitrary kinematic boundary conditions by the semi-analytical finite element method // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&-Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 111. – P. 140-146.

In this work, solutions of a significant number of control problems of deformation of massive and thin-walled prismatic bodies under different boundary conditions and loads are obtained. In the process of solving new problems, the estimation of the convergence of results was carried out on the basis of a sequential increase in finite elements and contained terms of decomposition, an increase in the accuracy of systems of linear and nonlinear equations, and the accuracy of satisfaction with natural boundary conditions was checked. The developed effective method for solving new complex problems of deformation of prismatic bodies is implemented in the form of complex programs and can be used in design and construction practice in construction, mechanical engineering and other fields of technology.

Tabl. 3. Fig. 5. Ref. 16

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): професор, доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки КНУБА Максим'юк Юрій Всеволодович.

Author (degree, academic rank, position): Associate Professor, Doctor of Science (Engineering), Professor at the KNUCA Department of Structural Mechanics Maksymyuk Yurii Vsevolodovych.

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки.

Робочий тел.: +38(044) 241-55-38.

Мобільний тел.: +38(067) 230-94-72.

E-mail: maksymiuk.iuv@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-5814-6227>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри будівельної механіки КНУБА Андрієвський Віктор Петрович

Author (degree, academic rank, position): candidate of technical sciences, Associate Professor, Associate Professor at the KNUCA Department of Structural Mechanics Andriievskiy Viktor Petrovich

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки.

Робочий тел.: +38(044) 241-55-38.

Мобільний тел.: +38(098) 106-25-20

E-mail: vandriievskiy@hotmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-6172-8797>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, докторант кафедри будівельної механіки КНУБА Мартинюк Іван Юрійович.

Author (academic degree, academic rank, position): candidate of technical sciences, doctoral student of the KNUCA department of structural mechanics Martyniuk Ivan Yuriyovych.

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки.

Мобільний тел.: +38(096) 068-00-29

E-mail: ivan.martinyuk@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-7957-2068>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): аспірант Київського національного університету будівництва і архітектури Максим'юк Олександр Всеволодович.

Author (Academic Degree, Academic Title, Position): Maksymyuk Oleksandr Vsevolodovych, graduate student of Kyiv National University of Construction and Architecture.

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки.

Мобільний тел.: +38(067) 306-17-81

E-mail: sashamaksymiuk@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-2367-3086>

УДК 539.3; 624.073.4

ДОСЛІДЖЕННЯ ДИНАМІКИ ТРИШАРОВОЇ ОБОЛОНКОВОЇ СТРУКТУРИ ЕЛІПТИЧНОГО ПЕРЕТИНУ ПРИ НЕСТАЦІОНАРНОМУ ДИНАМІЧНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

В.В. Гайдайчук,

д-р техн. наук

К.Е. Котенко,

канд. техн. наук

А.М. Мамедов,

канд. техн. наук

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Повітрофлотський просп., 31, м. Київ. 03680

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.147-154

Досліджена динамічна поведінка тришарової циліндричної структури нормального еліптичного перетину з дискретним полімерним заповнювачем при дії внутрішнього нестационарного навантаження. Створені скінченні-елементні моделі структури і виконані розрахунки деформацій ε_{22} і нормальних напружень σ_{22} її несучих шарів.

Розглянуто варіанти структур без полімерного заповнювача і із заповнювачем різної жорсткості, армованим ребрами. Приведено порівняльний аналіз деформацій і напружень несучих шарів при співвідношенні модулів пружності матеріалу несучих шарів і заповнювача $E_{1,2}/E_f=500$ і $E_{1,2}/E_f=50$.

В скінченно-елементних моделях застосовані скінченні елементи типу *Solid* і типу *Laminate*. Розрахунки здійснені програмно-розрахунковим комплексом NASTRAN алгоритмом прямого перехідного динамічного процесу.

Ключові слова: тришарова циліндрична оболонка, еліптичний перетин, скінченно-елементна модель, полімерний заповнювач, нестационарне навантаження, несучий шар.

Вступ

Конструкції шаруватих оболонок і їх елементи широко застосовуються в сучасних машинах і механізмах космічної, атомної, паливної та інших галузях техніки. Будучи важливими складовими таких конструкцій їх розрахунок потребує максимального врахування дії можливих впливів на них. Особливо важливим є врахування факторів зменшуючих стійкість оболоноквих структур до динамічних нестационарних навантажень.

Дослідження динаміки таких структур прямо чи побічно характеризуючі дану проблему [1-3] показують, що крім геометричних особливостей конструкції і параметрів фізико-механічних властивостей матеріалу, потребують врахування і особливості самих контрольованих показників, при різних властивостях матеріалів полімерного заповнювача структури. Результати врахування цього підходу приведені в наступних дослідженнях.

Постановка задачі. Напружено-деформований стан несучих шарів оболонок визначається через компоненти узагальненого векторапереміщень $\bar{U}_1 = (u_1^1, u_3^1, \varphi_1^1)^T$ і $\bar{U}_2 = (u_1^2, u_3^2, \varphi_1^2)^T$, а легкого полімерного заповнювача – $\bar{U}_t = (u_{1t}, u_{3t}, \varphi_{1t})^T$. Деформований стан армуючих ребер, спрямованих вздовж колової координати, визначається узагальненим вектором переміщень $\bar{U}_J = (u_1^j, u_3^j, \varphi_1^j)^T$.

Закон зміни переміщень оболонки за товщиною має такий вигляд:

$$u_1^z(s_1, s_2, z) = u_1(s_1, s_2) + z\varphi_1(s_1, s_2);$$

$$u_2^z(s_1, s_2, z) = u_2(s_1, s_2) + z\varphi_2(s_1, s_2);$$

$$u_3^z(s_1, s_2, z) = u_3(s_1, s_2), \quad z \in [-h/2, h/2]. \quad (1)$$

Тут $\bar{U} = (u_1, u_2, u_3, \varphi_1, \varphi_2)^T$ – компоненти узагальненого вектора переміщень серединної поверхні.

А компоненти деформації циліндричної оболонки еліптичного перерізу визначаються через компоненти узагальненого вектора переміщень за формулами [3, 4]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{11} &= \frac{\partial u_1}{\partial s_1}; \quad \varepsilon_{22} = \frac{\partial u_2}{\partial s_2} + k_2 u_3; \quad \varepsilon_{12} = \omega_1 + \omega_2; \quad \omega_1 = \frac{\partial u_2}{\partial s_1}; \quad \omega_2 = \frac{\partial u_1}{\partial s_2}; \quad \varepsilon_{13} = \varphi_1 + \theta_1; \quad \varepsilon_{23} = \varphi_2 + \theta_2; \\ \theta_1 &= \frac{\partial u_3}{\partial s_1}; \quad \theta_2 = \frac{\partial u_3}{\partial s_2} - k_2 u_2; \quad \chi_{11} = \frac{\partial \varphi_1}{\partial s_1}; \quad \chi_{22} = \frac{\partial \varphi_2}{\partial s_2}; \quad \chi_{12} = \tau_1 + \tau_2 + k_1 \omega_2 + k_2 \omega_1; \\ \tau_1 &= \frac{\partial \varphi_2}{\partial s_1}; \quad \tau_2 = \frac{\partial \varphi_1}{\partial s_2}. \end{aligned} \quad (2)$$

Дослідження динаміки несучих шарів тришарової циліндричної оболонки еліптичного перетину (рис. 1) здійснювалось при таких її параметрах: несучі шари (внутрішні і зовнішні) структури і виготовлені із матеріалу з однаковими фізико-механічними властивостями товщиною $h_1 = h_2 = 0,001$ м. Модуль пружності матеріалу несучих шарів та армуючих ребер заповнювача $E_1 = E_2 = 7 \cdot 10^{10}$ Па, його щільність $\rho_1 = \rho_2 = 2,7 \cdot 10^3$ кг/м³, коефіцієнт Пуассона $\mu_1 = \mu_3 = 0,3$, щільність заповнювача $\rho_r = 25$ кг/м³. Загальна товщина стінки циліндричної структури становить $h = 0,010$ м, а інші параметри мають

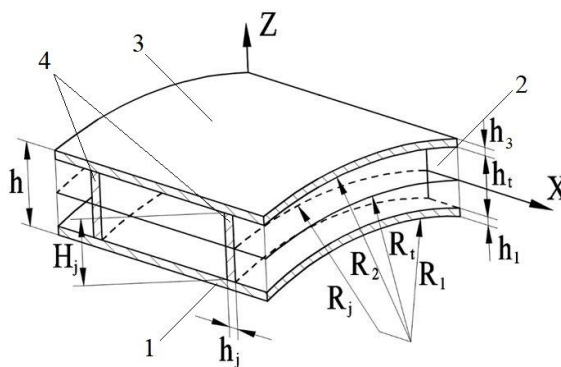


Рис. 1. Фрагмент конструкції тришарової циліндричної оболонки еліптичного перетину з полімерним заповнювачем армованим ребрами жорсткості: 1 – внутрішній шар; 2 – полімерний заповнювач; 3 – зовнішній шар; 4 – армуючі ребра

наступні значення: $L = 0,40$ м, $L/h_1 = 0,4$, $b/h_1 = 0,1$, $a/b = 1,10$, $F_j = H_j \cdot h_j = 6,4 \cdot 10^{-5}$ м², армуючі ребра структури (паралелі) знаходяться в таких її точках:

$$x_j = [16 + 17(k-1)] \Delta x, \quad k = 1, 5, \quad \Delta x = L/100,$$

де k – кількість армуючих ребер прийнята в розрахунках.

Динамічна поведінка досліджуваної структури оцінювалася величинами нормальних деформацій ε_{22} та нормальними напруженнями σ_{22} серединних поверхонь несучих шарів.

Розподіл імпульсного навантаження $P(t)$ здійснювався, згідно приведеному на рис. 2 і мав часовий інтервал $0 \leq t \leq 10T$:

$$P(t) = A \cdot \sin \frac{\pi t}{T} [\eta(t) - \eta(t-T)], \quad (3)$$

де $\eta(t)$ – функція Хевісайда; A – амплітуда імпульсного навантаження; T – тривалість часу навантаження; t – часовий інтервал.

Параметри навантаження приймалися відповідно: $A = 10^6$ Па; $T = 50 \cdot 10^{-6}$ с.

Покладається, що краї оболонок жорстко затиснені: $U_1 = U_2 = U_3 = \varphi_1 = \varphi_2 = \varphi_3 = 0$.

Застосовувався скінченно-елементний метод розрахунків нормальних деформацій ε_{22} і нормальних напружень σ_{22} [5]. А самі розрахунки виконувались програмно-

розрахунковим комплексом Fimap with NX Nastran алгоритмом прямого перехідного динамічного процесу по аналогії з розрахунками інших тришарових структур [6-8].

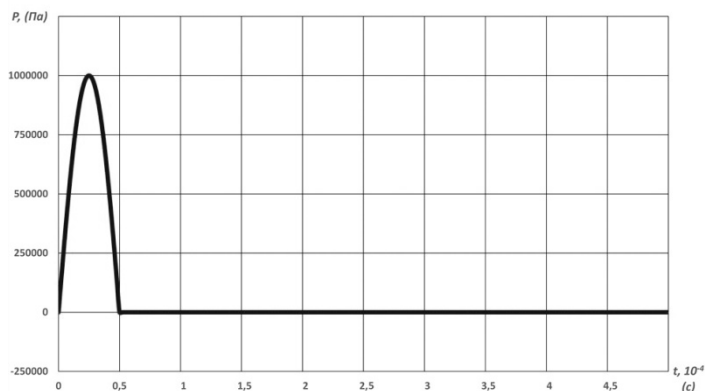


Рис. 2. Розподіл імпульсного навантаження $P(t)$

В загальній постановці скінченно-елементним метод передбачає визначення області і вектора переміщень пружної системи характеризуючогося мінімізацією її потенціальної енергії, а після її визначення – розраховуються тензори переміщень і напружень даної системи [5]. І якщо повна потенціальна енергія системи має вид:

$$\Pi = E - W, \quad (4)$$

де E – потенціальна енергія деформацій, а W – потенціальна енергія зовнішніх навантажень, то після розбивки цільної області на окремі елементи потенціальна енергія системи змінюється відповідно:

$$\Pi = \sum_{e=1}^E (E^{(e)} - W^{(e)}) = \sum_{e=1}^E \pi^{(e)}. \quad (5)$$

Глобальна матриця жорсткості $[K]$ і глобальний вектор-стовпець $\{F\}$ в матричному рівнянні:

$$[K]\{U\} = \{F\} \quad (6)$$

відповідають співвідношенням:

$$[K] = \sum_{e=1}^E [k^{(e)}], \quad \{F\} = -\sum_{e=1}^E \{f^{(e)}\}. \quad (7)$$

Мінімізація повної потенціальної енергії системи, в результаті впливу силових, теплових або інших факторів забезпечує вирішення задачі.

Цей метод хоч і є досить універсальним і ефективним, але його використання потребує значних професійних навичок, а в окремих випадках навіть інтуїтивного відчуття ситуації. Для визначення величин деформацій і напружень були створені скінченно-елементні моделі структури без заповнювача і з дискретно-симетричним легким, армованим ребрами заповнювачем (рис. 3). Складові першої моделі: (а) – обшивка несуча внутрішня; (б) – обшивка несуча зовнішня; (с) – легкий заповнювач; (д) – армуючі ребра.

При створенні першої моделі застосовувався тривимірний об'ємний скінченний елемент типу Solid. Ця модель у варіанті тришарової циліндричної структури без полімерного заповнювача налічувала у внутрішній несучій оболонці 40000 елементів, зовнішній – 40000, а в армуючих ребрах – 4000. Кількість скінченних елементів легкого заповнювача (пінопласту) дорівнювала 36000. Загальна кількість скінченних елементів у моделі без пінопласту складала 84000 елементів і 124200 вузлів. А при наявності пінопласту такі дані дорівнюють: 120000 елементів і 141400 вузлів.

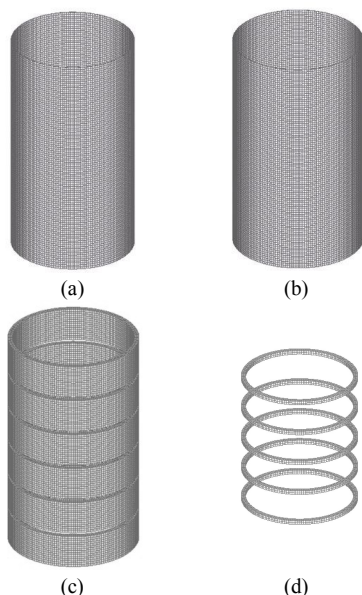


Рис. 3. Скінченно-елементна модель тришарової циліндричної оболонки нормального еліптичного перетину із скінченним елементом Solid

Для перевірки збіжності результатів розрахунку була також створена друга скінченно-елементна модель з використанням скінченного елемента типу Laminate. Ця модель налічувала 20000 скінченних елементів і 20200 вузлів.

Типи скінченних елементів по співвідношенню довжини ребер елементів «Aspect Ratio», звуженню «Taper», викривленню «Warping», внутрішнім кутам «Internal Angles» та іншим показникам відповідали вимогам забезпечення якості скінченно-елементної сітки комплексу NASTRAN [9].

В обох моделях деформації і напруження в серединних поверхнях несучих шарів розраховувались в перетині S_1 в області: $D = \{0 \leq S_1 \leq L\}$.

Для визначення часового кроку перехідного динамічного процесу був проведений додатковий розрахунок власних коливань і визначено період коливань оболонкової структури. Період коливань склав не менш 10 часових кроків, а повний час розрахунку майже як у 14 разів його перевищив [9].

Результати дослідження і їх аналіз. Розглянуто три випадки динамічного деформування тришарової циліндричної оболонкової структури еліптичного перетину при: 1) відсутності полімерного заповнювача; 2) співвідношенні модулів пружності несучих шарів і заповнювача $E_{1,2}/E_t = 500$; 3) теж саме $E_{1,2}/E_t = 50$. Визначались максимальні величини і розподіл деформацій ε_{22} серединних поверхонь несучих шарів і нормальні напруження σ_{22} .

В першому випадку максимальні деформації і нормальні напруження найбільш значно проявились у внутрішньому шарі структури (крива 1, рис. 4 (а), (б)). Їх максимальні значення майже на 10% перевищили їх величини в центральній частині довжини структури.

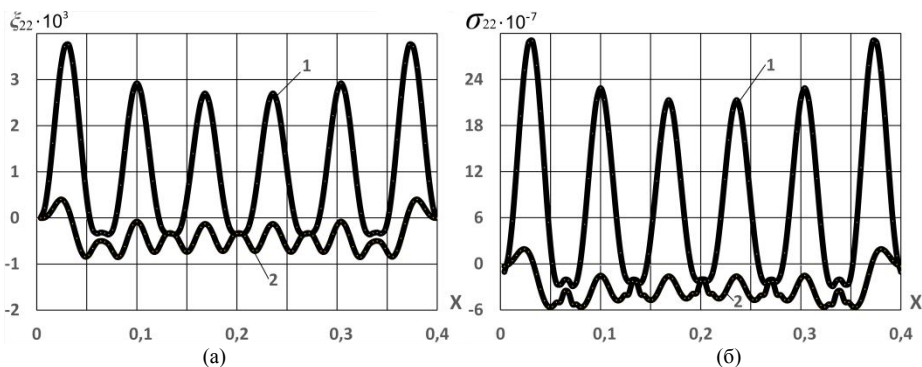


Рис. 4. Максимальні величини деформацій ε_{22} (а) і нормальних напружень σ_{22} (б) при $t=7,95T$ за відсутності полімерного заповнювача

У **другому випадку**, при співвідношенні модулів пружності $E_{1,2}/E_t = 500$ деформаціях несучих шарів ε_{22}^1 , ε_{22}^2 (рис. 5 (а), відповідно крива 1 та крива 2) виявились практично однаковими, а їх величина в порівнянні з величиною деформацій внутрішнього шару, зафіксованою в першому випадку, суттєво зменшилась (60%). Аналогічний характер має і зміна нормальних напружень σ_{22}^1 , σ_{22}^2 (рис. 5 (б), відповідно крива 1 та крива 2).

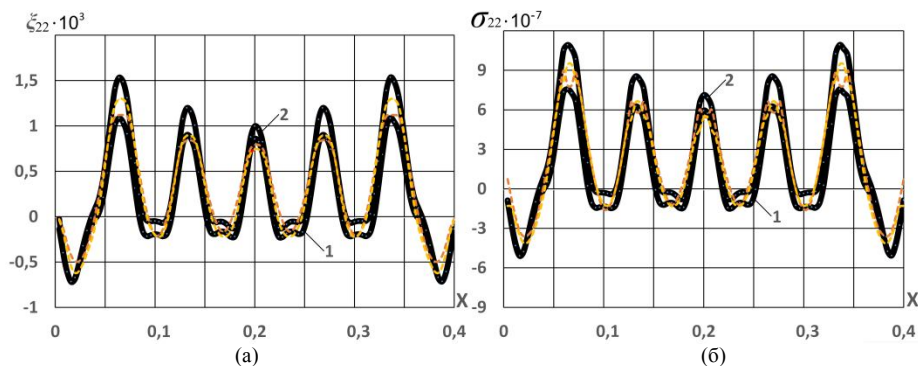


Рис. 5. Максимальні величини деформацій ε_{22} (а) і нормальних напружень σ_{22} (б) при $t=8,7T$ при співвідношенні модулів пружності $E_{1,2}/E_t = 500$

Максимальні величини нормальних напружень в цьому випадку також поступаються наведеним в першому випадку величинам. Для перевірки збіжності отриманих величин деформацій і напружень в цьому випадку динамічного деформування структури було проведено порівняння результатів розрахунку з використанням скінченних елементів типу Solid (рис. 5 (а), (б) штрихові лінії) та типу Laminate (рис. 5 (а), (б) суцільні лінії).

В **третьому випадку**, при збільшенні модуля пружності полімерного заповнювача $E_{1,2}/E_t = 50$ максимальні величини деформацій ε_{22}^1 , ε_{22}^2 (рис. 6 (а), відповідно крива 1 та крива 2) і напружень σ_{22}^1 , σ_{22}^2 (рис. 6 (б), відповідно крива 1 та крива 2) в несучих мають практично однакові значення. А їх розподіл вздовж координати X відрізняється від аналогічного розподілу приведених в перших двох випадках. Максимальні значення деформацій ε_{22}^1 , ε_{22}^2 і напружень σ_{22}^1 , σ_{22}^2 спостерігається приблизно при 0,1 м та 0,3 м. А по відношенню до другого випадку величини деформації і напружень майже не змінились.

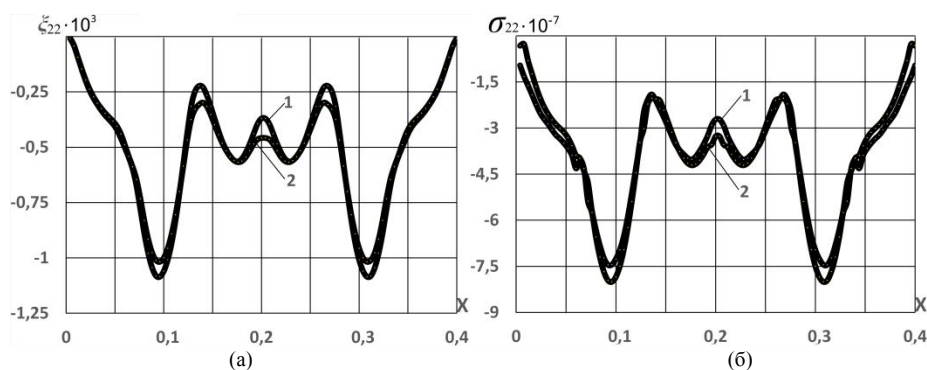


Рис. 6. Максимальні величини деформацій ε_{22} (а) і нормальних напружень σ_{22} (б) при $t=4,7T$ при співвідношенні модулів пружності $E_{1,2}/E_t = 50$

Отже, полімерний заповнювач і пружність його матеріалу впливає на напружено-деформований стан досліджуваної структури, суттєво підвищує її стійкість до впливу динамічного навантаження.

Висновки

Аналіз графіків залежності максимальних деформацій та напружень у серединних поверхняхнесучих шарів тришаровихциліндричних оболонкових структур еліптичного перетину показує, щопараметри механічних характеристик легкого полімерного заповнювача значно впливають на стійкість таких структур до динамічних впливів.

Таким чином, можна стверджувати, що підбором відповідних конструкційних елементів таких тришарових структур можна створити конструкцію з прогнозованою динамічною поведінкою при нестационарному навантаженні.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Луговой П.З. Динаміка конструктивно-неоднорідних оболонкових структур: монографія/П.З. Луговой, В.Ф.Мейш, Ю.А. Мейш/ – К.:Ліра-К, 2022. – 336 с.
2. Lugovoi P. Z., Gaidaichuk V.V., Skosarenko Yu.V., Kotenko K.E. Stress–Strain State of Three-Layer Cylindrical Shells with Reinforced Light Core Under Nonstationary Loading "International Applied Mechanics", 2021, 57(4), P. 395–404.
3. Головки К.Г., Луговой П.З., Мейш В.Ф. Динамика неоднородных оболочек при нестационарных нагрузках (под ред. акад. НАН Украины А.Н. Гузя). – Киев: Изд. – полиграф. центр «Киевский ун-т», 2012. – 541 с.
4. Meish V.F., Meish Yu.A., Pavlyuk A.V. Dynamics of a Three-Layer Elliptic Cylindrical Shell Reinforced with Discrete Rings // Int. Appl. Mech. – 2018. – 54, N 2. – P. 172 – 179.
5. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов. М.: Мир, 1979.- 392 с.
6. Lugovoi P. Z., Gaidaichuk V.V., Orlenko S.P., Kotenko K.E. Dynamics of Sandwich Conical Shells with a Discretely Inhomogeneous Core Under Nonstationary Loading. "International Applied Mechanics", 2022, 58(4), p. 410–422.
7. Gaidaichuk V.V., Kotenko K.E., Snizhko N.A. Impact of engineering/technology factors and nonstationary loads on the stress - strain state of a three-layer cylindrical shell. – 2021. – Issue. 107. – P. – 281-287.
8. Gaidaichuk V.V., Kotenko K.E., Lavinsky D. S. Impact of elasticity of polymer filler of three-layer cylindrical structure of elliptical section on its behavior under internal impulse loading / Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2022. – Issue 109. – P. 467-472.
9. Рычков С. П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. – М.: ДМК Пресс, 2016. – 784 с.

REFERENCES

1. Lugovoi P.Z. DYNAMIKA KONSTRUKTYVNO-NEODNORIDNYH OBOLONKOVYIH STRUKTUR: MONOGRAFIYA (Dynamics of structurally inhomogenous shell structures: monograph) / P.Z. Lugovoi, V. FMeish, Y. aMeish/ – K.:Lira-K, 2022. – 336 p.
2. Lugovoi P. Z., Gaidaichuk V.V., Skosarenko Yu.V., Kotenko K.E. Stress–Strain State of Three-Layer Cylindrical Shells with Reinforced Light Core Under Nonstationary Loading. - "International Applied Mechanics", 2021, 57(4), P. 395–404.
3. Golovko K. G., Lugovoi P. Z. &Meish V. F. Dynamics of inhomogeneous shells under nonstationary loads. Kyiv. Publ. Centre “Kyiv University”, 2012 – 541 p.
4. Meish V.F., MeishYu.A., Pavlyuk A.V. Dynamics of a Three-Layer Elliptic Cylindrical Shell Reinforced with Discrete Rings // Int. Appl. Mech. – 2018. – 54, N 2. – P. 172 – 179.
5. Segerlind L. Primenenie metoda konechnyih elementov (Application of the finite element method). M.: Mir, 1979- 392 p.
6. Lugovoi P. Z., Gaidaichuk V.V., OrlenkoS.P., Kotenko K.E. Dynamics of Sandwich Conical Shells with a Discretely Inhomogeneous Core Under Nonstationary Loading. -"International Applied Mechanics", 2022, 58(4), P. 410–422.
7. Gaidaichuk V.V., Kotenko K.E., Snizhko N.A. Impact of engineering/technology factors and nonstationary loads on the stress - strain state of a three-layer cylindrical shell. – 2021. – Issue. 107. – P. – 281-287.
8. Gaidaichuk V.V., Kotenko K.E., Lavinsky D. S. Impact of elasticity of polymer filler of three-layer cylindrical structure of elliptical section on its behavior under internal impulse loading / Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2022. – Issue 109. – P. 467-472.
9. Rychkov S. P. Modelirovanie konstruksiy v srede Femap with NX Nastran (Structural modeling in Femap with NX Nastran).-M.: DMK Press, 2016.-784 p.

Гайдайчук В.В., Котенко К.Е., Мамедов А.М.

ДОСЛІДЖЕННЯ ДИНАМІКИ ТРИШАРОВОЇ ОБОЛОНКОВОЇ СТРУКТУРИ ЕЛІПТИЧНОГО ПЕРЕТИНУ ПРИ НЕСТАЦІОНАРНОМУ ДИНАМІЧНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

Досліджена динамічна поведінка тришарової циліндричної структури нормального еліптичного перетину з дискретним полімерним заповнювачем при дії внутрішнього нестационарного навантаження. Створені скінченні-елементні моделі структури і виконані розрахунки деформацій ε_{22} і нормальних напружень σ_{22} її несучих шарів.

Розглянуто варіанти структур без полімерного заповнювача і із заповнювачем різної жорсткості, армованим ребрами. Приведено порівняльний аналіз деформацій і напружень несучих шарів при співвідношенні модулів пружності матеріалу несучих шарів і заповнювача $E_{1,2}/E_f=500$ і $E_{1,2}/E_f=50$.

В скінченно-елементних моделях застосовані скінченні елементи типу *Solid* і типу *Laminate*. Розрахунки здійснені програмно-розрахунковим комплексом NASTRAN алгоритмом прямого перехідного динамічного процесу.

Ключові слова: тришарова циліндрична оболонка, еліптичний перетин, скінченно-елементна модель, полімерний заповнювач, нестационарне навантаження, несучий шар.

Gaidaichuk V.V., Kotenko K.E., Mamedov A.M.

INVESTIGATION OF THE DYNAMICS OF A THREE-LAYER SHELL STRUCTURE OF AN ELLIPTICAL CROSS-SECTION UNDER NON-STATIONARY DYNAMIC LOADING

The dynamic behavior of a three-layer cylindrical structure of normal elliptical cross-section with a discrete polymer filler under the action of an internal non-stationary load was studied. Finite element models of the structure were created and deformations and normal stresses of its bearing layers were calculated. Variants of structures without polymer aggregate and with aggregate of different stiffness, reinforced with ribs, were considered. A comparative analysis of the deformations and stresses of the bearing layers at the ratio of the modulus of elasticity of the material of the bearing layers and the aggregate $E_{1,2}/E_f=500$ and $E_{1,2}/E_f=50$ is given. Finite elements of the Solid and Laminate types are used in the finite-element models. The calculations were carried out by the software and calculation complex Nastran using the direct transient dynamic process algorithm.

Key words: three-layer cylindrical shell, polymer aggregate, finite element model, elliptical cross section, non-stationary load, bearing layer.

УДК 539.3

Гайдайчук В.В., Котенко К.Е., Мамедов А.М. Дослідження динаміки тришарової оболонкової структури еліптичного перетину при нестационарному динамічному навантаженні// Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 147-154.

Лл. 6. Бібліогр. 9 назв.

UDC 539.3

Gaidaichuk V.V., Kotenko K.E., Mamedov A.M. Investigation of the dynamics of a three-layer shell structure of an elliptical cross-section under non-stationary dynamic loading// Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 147-154.

Fig. 6. Ref. 9.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури ГАЙДАЙЧУК Віктор Васильович.

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, проспект Повітрофлотський, 31, к. 433, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра теоретичної механіки, ГАЙДАЙЧУКУ Віктору Васильовичу.

Роб. тел. +380 (44) 241-55-72

Моб. тел. +380 (97) 542-94-27

e-mail: viktor_gaydaychuk@bigmir.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-2059-7433>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури КОТЕНКО Костянтин Едуардович.

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, проспект Повітрофлотський, 31, к. 433, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра теоретичної механіки, КОТЕНКУ Костянтину Едуардовичу.

Роб. тел. +380 (44) 241-55-72

Моб. тел. +380 (95) 585-20-76

E-mail: 1969box@mail.ru

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-3181-3819>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, декан факультету урбаністики та просторового планування, Київський національний університет будівництва і архітектури; МАМЕДОВ Алірза Махмудович

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, проспект Повітрофлотський, 31, к. 430, Київський національний університет будівництва і архітектури, деканат факультету урбаністики та просторового планування, МАМЕДОВУ А. М.

Роб. тел. +380 (44) 248-30-32; +380 (44) 241-55-11

Моб. тел. +380 (67)107-8956

E-mail: mamedov.am@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-4703-2694>

УДК 624.01, 623.1, 351.86

METHODS OF CALCULATION AND ENGINEERING PROTECTION OF CRITICAL INFRASTRUCTURE OBJECTS AND OTHER STRATEGIC FACILITIES AGAINST LONG-RANGE PROJECTILES

D.V. Mykhailovsky,
Dr. Sc. Eng., Professor

I.O. Skliarov,
Ph.D. Eng., Associate Professor

Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitroflotsky ave., Kyiv, Ukraine, 03037

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.155-171

Abstract. One of the key areas of Russia's military operations against Ukraine is the destruction of critical infrastructure objects (CIO) of strategic importance. The main types of enemy means for air strikes on CIO are air-launched, ground-launched and water-launched missiles, as well as barrage munitions. The vast majority of CIO were built above ground, without any engineering structural protection systems to counter air threats, explosions or other impacts related to military operations. The experience of Ukraine's war with Russia, in particular, the analysis of the significant impact of damage to the energy sector's critical infrastructure, showed the importance of developing the most effective methods of structural engineering protection of critical infrastructure from various types of ammunition as soon as possible. The process of reducing the threats of damage to critical infrastructure involves identifying risks, their comprehensive assessment, developing measures to reduce threats and their prompt implementation, followed by an assessment of the measures effectiveness. Currently, the issue of organising the protection of critical infrastructure and other strategic facilities is being systematically addressed on the basis of the "Country-Fortress" principle, which provides for the organisation of echeloned air defence combined with comprehensive civil and engineering protection measures. Currently, there is a certain deficiency of regulatory data in Ukraine for the design of reliable protective structures, so a regulatory base should be developed to ensure that the design of critical infrastructure and other critical objects includes calculations for the possible impact of various air strikes, terrorist attacks, etc. In addition, it is necessary to provide for the reliable protection of existing facilities, taking into account the dangers and threats of today. The article presents approaches to assessing the risks of damage to critical infrastructure objects, provides methods for their engineering and analytical calculations and methods of engineering structural protection against various types of ammunition. The article considers both the issue of protecting existing objects and designing new ones, taking into account the requirements for engineering protection and civil defence.

Keywords: engineering protection, critical infrastructure objects, damage, explosion, engineering protection, building structures.

Introduction. Considering the protracted war of the Russian Federation against Ukraine and the lack of significant progress by the Russian Federation on the battlefield, the latter resorts to psychological pressure on the civilian population by targeting critical infrastructure objects (CIO) of strategic importance in Ukraine [1, 2]. The purpose of such activities, from a military standpoint (in addition to directly targeting military objects), is to reduce the quality of life and create danger for the population, which affects the psychological state of society and reduces the combat capability of the armed forces, disrupts the functioning of the production and economic sectors of the national economy, leading to delays in providing the army with necessary resources.

Therefore, the task of protecting CIO and other strategically important objects is urgent and of great importance. In Ukraine, the majority of CIO were built aboveground without any engineering structural protection systems to counter aerial threats, explosions, or other impacts related to military operations [3, 4]. Currently, the issue of organizing the protection of CIO and other strategic objects is being addressed systematically, following the "Country-Fortress" principle, which involves the organization of a layered air defense combined with comprehensive civil and engineering protection measures, similar to the defense systems of Israel, the United States, and other countries. In fact, Ukraine needs to develop a regulatory framework according to which engineering protection should be provided and additional calculations should be performed to assess the potential effects of various aerial strikes, terrorist attacks, etc., during the design of CIO

and other critical objects. Furthermore, reliable protection of existing objects needs to be ensured, taking into account current threats and dangers.

The purpose and objectives of the research. The objective of this study is to develop a methodology for engineering-analytical calculations and methods of engineering structural protection for CIO against various types of munitions. The experience of Ukraine's war with the Russian Federation, particularly the analysis of the significant impact of damage to the energy sector CIO, has demonstrated the importance of quickly developing highly effective methods of engineering structural protection against various types of munitions.

The study [5] indicates that the main types of enemy means for aerial targeting of CIO are air-to-ground, ground-launched, and cruise missiles, as well as unmanned aerial vehicles of the "loitering munition" type. While missiles can be tracked and neutralized by air defense systems, loitering munitions, which are used by the Russian Federation, are characterized by launching from mobile platforms, mainly at night. Their low flight altitude (50-200 m) and the practical absence of metal components in their bodies make them difficult to detect by radars, while their combination of guidance methods, which is not yet fully understood, provides resistance to electronic warfare systems. Additionally, the mass launch of loitering munitions by the enemy in several groups simultaneously or in succession with short intervals makes them highly effective against targets. At the same time, high-precision missiles pose a significant threat, so engineering protection systems for CIO require further development.

Presentation of the Main Material. In the process of developing measures to protect CIO, it is essential to assess the risks and threats that should be addressed by this protection. Risk management involves choosing an appropriate response to a risk to achieve one or a combination of the following results: avoidance of damage, transfer of the object, mitigation of impact, or acceptance of the damage possibility. It should be based on minimizing the consequences of potential risks rather than eliminating the risks themselves. Risk management combines the processes of risk assessment, selecting appropriate response methods by evaluating the value of assets and the vulnerability of the object in relation to threats, and comparing the risk of partial or complete loss of the object with the cost of implementing protective measures. Quite often, the measures for protecting an object exceed its value, making their implementation impractical.

The risk management process, shown in Fig. 1, consists of five stages: identification of potential risks and threats, risk assessment to determine the level of risk, development of control and mitigation measures, their implementation, and subsequent evaluation of effectiveness.



Fig. 1. Visualization of the process of managing threats to CIO

The first stage involves identifying threats. At this stage, an attempt is made to answer the question - what can go wrong? In general, dangers and threats can arise from any sphere and can be related to the activities of the enemy, the possibility of accidents, environmental conditions, health, sanitation, material and technical means and equipment, etc. The assessment must be carried out taking into account the context of the events, the determination of the causes that give rise to them, the predicted duration of the action of dangerous factors of influence. Fig. 2 shows an example of a visual representation of factors that pose a threat to the object and parametric values of further analysis of their impact.

ASSESSMENT OF PHYSICAL RISK OF THREAT OF THE FACILITY

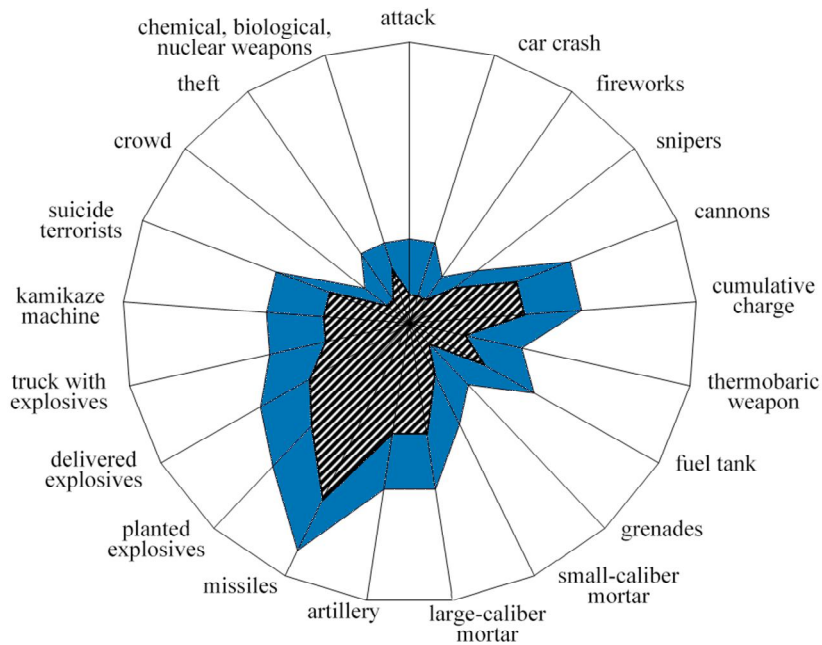


Fig. 2. Assessment of the physical risk of threats to the CIO

The assessment of the physical risk of threats to the CIO is carried out on a numerical scale (see Table 1), which takes into account the probability of a threat from a certain type of danger and its impact on the operation of the object. Parametric values of gradation of impacts / consequences of damage (e.g. number of victims, repair period, amount of material costs) is determined for each object individually with the participation of the owner/balance keeper of the object.

Table 1

Assessment of the overall risk of damage to the object

		PROBABILITY OF OCCURRENCE						
		extreme	very high	high	average	low	very low	minimal
IMPACT / CONSEQUENCE	Cessation of functioning	10	10	9	8	7	6	5
	Significant losses	10	9	8	7	6	5	4
	Average losses	9	8	7	6	5	4	3
	Separate losses	8	7	6	5	4	3	2
	Low losses	7	6	5	4	3	2	1
	Damage/injuries	6	5	4	3	2	1	1

After the most important threats are identified, control and protection measures against them are developed. What are the potential ways to respond to the risk, and which one provides the best balance between affordability and efficiency? Certain technical solutions are adopted that do not eliminate the risk factor, but reduce its impact and consequences. Possible active and passive protection measures are evaluated until an acceptable level of risk is achieved or until all risks are reduced to a level where the benefits outweigh the potential costs. The results of reducing the risks

of damage to the object (see Fig. 2) demonstrate the effectiveness of the application of protection measures.

The evaluation of active and passive protection measures is carried out on the same scale in which threats are evaluated (see Table 2).

Table 2

Assessment of active and passive protection measures

Value	Active measures	Passive measures
10	Such high levels of protection cannot be achieved by active or passive measures alone	
9		
8		
7	Extremely effective measures	Full spectrum protection
6		
5		
4	Very effective	A complex system is used
3	Quite effective	
2	Reasonably effective	
1	Limited measures apply	Limited measures apply
0	There are no effective measures	There is no protection

The implementation of protective measures involves the operational and physical implementation of protective measures - the development of project solutions, the calculation of estimates of material costs and the determination of the need for labor resources and equipment. This is usually accompanied by the transformation of planned protection measures into clear and simple orders, the allocation of responsibilities and the establishment of appropriate authority and accountability, as well as the provision of the necessary support for their implementation.

Control and evaluation of efficiency. At this stage, you need to make sure - is your plan working? Does it need changes or updates? The purpose of the fifth stage of the risk management process is to ensure that risk controls are implemented and applied according to plan, and that there is a feedback mechanism. As with the rest of the risk management process, monitoring and evaluation should occur at all stages of operations.

The Russian Armed Forces currently have a fairly large range of long-range weapons both of their own production (S-300, X-47M2 Kinzhal, AS4 / X-22, X-101, Kalibr, Iskander, Geran-2) and imported, mainly from Iran (Fateh-110, Zolfagher, Shahed 136) (see Fig. 3).

Moreover, due to high accuracy, maneuverability and the use of radar visibility reduction technologies, unmanned aerial vehicles (hereinafter UAVs) of the Shahed 136 / Geran-2 type and X-101/ X-555 missiles have the highest passability to the target (Fig. 4).

The processing of existing statistical material on the effectiveness of UAVs shows that approximately 20% of them have a direct hit, while 80% hit at 15-20 meters or more from the object, or do not hit for various reasons. Therefore, the larger the CIO, the greater the probability of a direct hit on it or as close as possible to it, and the more complex the type of engineering protection or their combination must be considered.

When developing means of CIO protection, it is necessary to consider the types of influences that can cause damage means. The most dangerous type of impact is direct damage to the object by a projectile followed by detonation. Moreover, in this case, it is more dangerous to be hit by a missile, which, due to its greater mass and speed of movement, has significantly greater kinetic energy (1)

$$E_k = \frac{1}{2}mv^2, \quad (1)$$

where E_k is the kinetic energy of the projectile; m is the mass of the projectile; v is the speed at the moment of contact with the object.

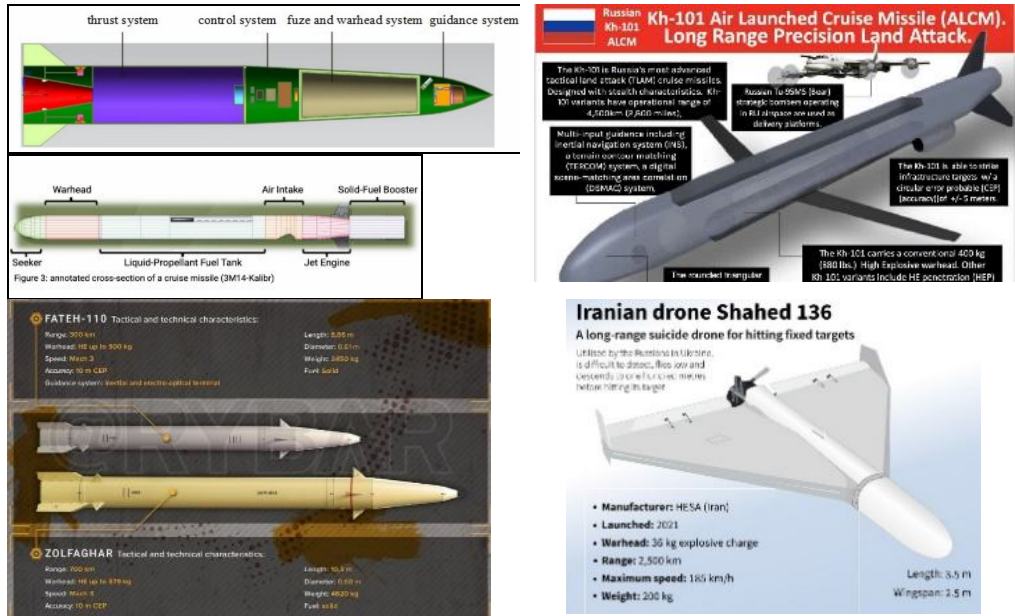


Fig. 3. The main long-range weapons of the Russian Federation

The most common engineering methods for calculating the penetration of projectiles into the material are the Venn equation [6] and the equations contained in UFC 4-023-07 "Design to Resist Direct Fire Weapons Effects, with Change 1".

The penetration depth (2) is affected by the characteristics of the projectile, namely:

- speed;
 - mass;
 - the shape of the projectile head (CRH);
 - diameter;
 - length;
 - material / density;
- as well as the properties of the target (protective shell):
- type and density of material;
 - material thickness;
 - Brinell hardness coefficient (for steel);
 - compressive and shear strength;
 - Poisson's ratio;
 - Young's modulus.

$$P = \left(\frac{4}{\pi} \right) \frac{E_k}{(\sigma \cdot 10^6) \cdot d^2}, \tag{2}$$

where P is the penetration depth of the projectile into the material; E_k – projectile kinetic energy; σ – principal stresses; d – the diameter of the projectile.

The main stresses σ depend on the characteristics of the material and the nature of the passage of the projectile in it (3):

$$\sigma = \left(\alpha + \beta \sqrt{\frac{\rho_t}{(\sigma_t \cdot 10^6)} \cdot v_i} \right) \sigma_t, \tag{3}$$

where α, β – coefficients of influence of the shape of the projectile head; ρ_t – material density; σ_t – the calculated shear resistance of the material; v_i – the speed of the projectile.

TRAJECTORIES OF RUSSIAN MISSILES

TOP LEAD

The trajectory of a cruise missile

A cruise missile looks like a small airplane. It has full wings so that it can fly along a complex trajectory, pre-planned and loaded into the rocket. It can change height, direction of movement, bypass obstacles. It usually flies low, at an altitude of 50-150 m.



- Kalibr
- X-35
- X-31P
- Iskander-K
- Onix
- X-59
- X-101/X-555/X-55

Ballistic trajectory

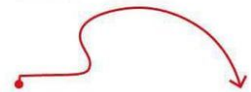
It can be compared to the trajectory of a thrown stone. The rocket flies in an arc, reaches the highest point, and falls on the target like a stone. The missile may have wings, with the help of which it drives to the target, but the trajectory is not affected by this.



- Iskander-M
- MLRS
- S-300

Aeroballistic missile

An aeroballistic missile is a hybrid of a cruise missile and a ballistic missile: it has full wings and initially flies like a cruise missile, but falls on the target like a ballistic missile.



- X-22
- Kinzhal

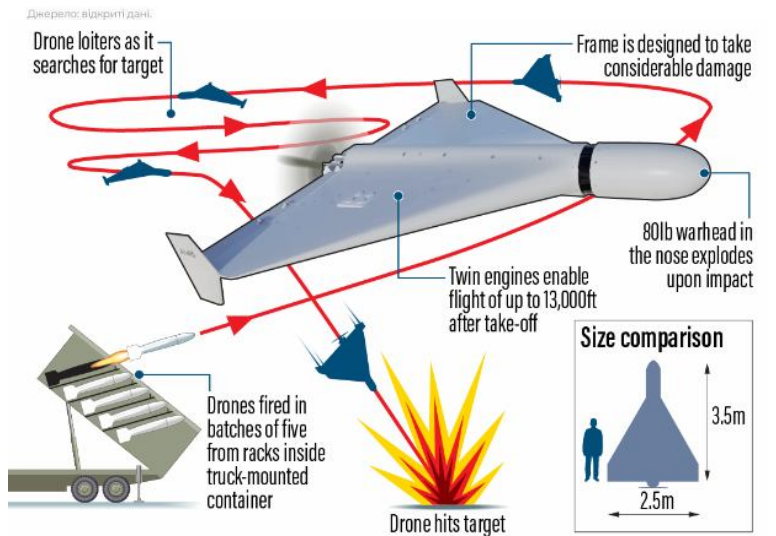


Fig. 4. Features of the trajectory of long-range weapons

If the thickness of the protective material is insufficient, penetration occurs (see Fig. 5). Protection against direct impact should be calculated in such a way that the projectile does not penetrate the protective shell, and secondary chipping of the protective material inside the room does not occur.

Upon collision with a rigid obstacle, the explosive substance of the projectile detonates, resulting in the formation of an *explosive wave* and *fragmentation* of debris (see Fig. 6).

Fragmentation occurs after the explosion and destruction of the projectile container, after which the fragments fly at high speed, filling the surrounding space around the detonation site with deadly fragments. To increase damage, the container can be filled with additional small parts (shrapnel). At the same time, the maximum number of fragments spreads perpendicular to the axis of the projectile with the center at the location of the explosive substance (see Fig. 6). The number of fragments scattered along the axis of the projectile trajectory is minimal. This can be used when designing protective shells - it is not necessary to stop the projectile, it may be enough to change the trajectory of its movement.

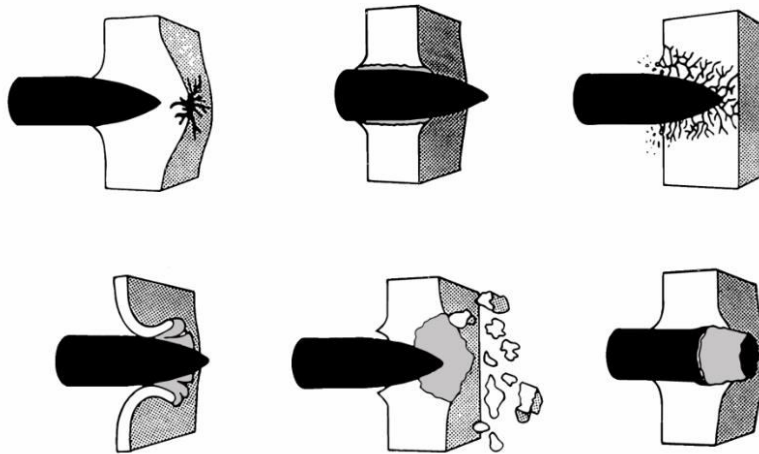


Fig. 5. Breaking through (penetration) of the material by projectiles

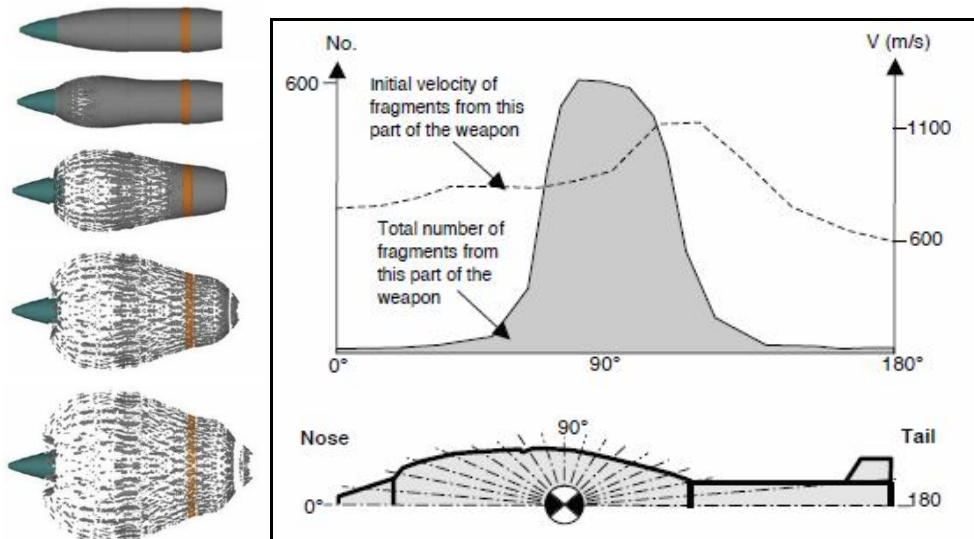


Fig. 6. Fragmentation and scattering of projectile shell fragments

To calculate the protective structure against damage by fragments, it is first necessary to determine the coefficient of distribution of fragments (4). It depends on the type of explosive substance (determines the power of detonation and the initial energy of the explosion), and the parameters of the container (density, thickness and diameter of the container from which the fragments are formed after the explosion)

$$M_a = B t_c^{0,833} d_i^{0,333} \left(1 + \frac{t_c}{d_i} \right), \quad (4)$$

where M_a – fragments distribution coefficient; B – the explosive constant, which depends on the type of explosive substance; t_c – container thickness; d_i – the inner diameter of the container.

Knowing the debris distribution coefficient, you can determine the average/calculated debris mass (M_f):

$$\overline{M_f} = 2M_a, \quad (5)$$

The casing/container of an explosive device usually expands before rupture, and the thickness decreases accordingly (see Fig. 7). This requires determining the corrected diameter (6) and thickness of the case (7):

$$d_i' = \sqrt{(1.25(d_i + 2t_c))^2 + d_i^2}, \quad (6)$$

$$t_c' = 0.75(d_i + 2t_c) - 0.5d_i', \quad (7)$$

where d_i' – the corrected inner diameter; t_c' – adjusted thickness of the hull; d_i – the initial inner diameter of the container; t_c – the initial thickness of the container.

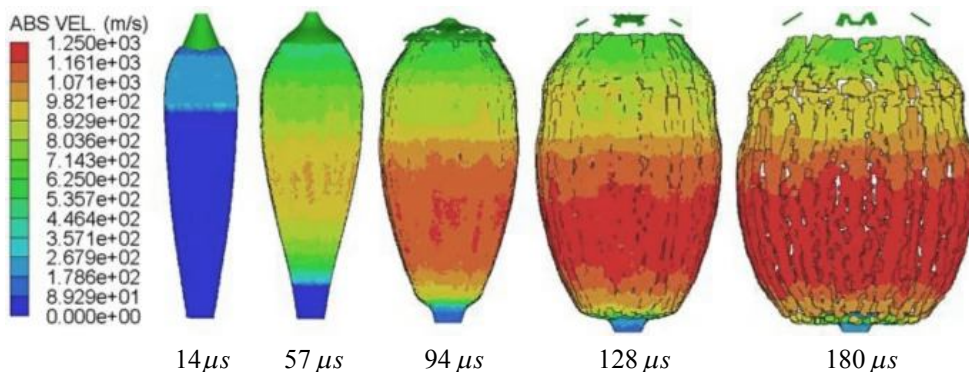


Fig. 7. Modeling the fragmentation process over time using the SPH method according to [7]

The average length (8) and cross-sectional area (9) of a fragment after the rupture of the projectile container, which must be determined to calculate the damage and penetration of the fragments into the protective structure:

$$L_f = \frac{4M_f}{\pi \rho_c (t_c')^2}, \quad (8)$$

$$A = \frac{\pi \cdot L_f^2}{4}, \quad (9)$$

where L_f – the average length of the fragment; A – the average cross-sectional area of the fragment; M_f – the mass of the fragment; ρ_c – the density of the container material.

Accordingly, the average diameter of the fragment:

$$D = \sqrt{(2A/\pi)}.$$

Gurney's equation (10) is used to determine the speed of flight of fragments, which makes it possible to estimate with what power the explosive substance accelerates the metal of the container during the detonation of the explosive

$$V_f = \sqrt{2E} \cdot \left(\frac{m_c}{m_e} + \frac{1}{2} \right)^{-1/2}, \quad (10)$$

where V_f – the initial speed of fragments; $\sqrt{2E}$ – Gurney constant for explosive substance; m_c

– mass of the container; m_e – the mass of the explosive substance.

Next, having the mass, size and speed of the fragments after detonation, it is possible to determine the depth of their penetration into the protective structure and calculate the safe thickness of the protective material. At the same time, the speed of fragments decreases depending on the distance at which the explosion occurs.

For example, the depth of fragments penetration into concrete:

$$X_f = 8.24 \cdot 10^{-3} \frac{M_f^{0.333} V_s^{0.825} (L_f/D)^{0.285}}{f_c'} , \quad (11)$$

where X_f – the penetration depth of the fragments; M_f – the average mass of the fragment; V_s – the speed of the fragment; D – the diameter of the fragment; f_c' – the calculated compressive strength of concrete; L_f – the average length of the fragment.

Below is the equation that determines the required thickness of concrete to prevent the penetration of fragments:

$$T_p = 1.632 X_f D^{0.1} + 1.311 D , \quad (12)$$

where T_p – the thickness of concrete to prevent the penetration of fragments; X_f – penetration depth of fragments; D – the diameter of the fragment.

In addition, it is necessary to prevent spalling of concrete inside the premises from being damaged by fragments from the outside:

$$T_s = 1.754 X_f D^{0.1} + 2.12 D , \quad (13)$$

where T_s – the thickness of concrete to prevent spalling; X_f – penetration depth of fragments; D – the diameter of the fragment.

An explosive wave is no less a threat when a projectile is detonated. When a concentrated explosive is detonated, the explosion reaction first generates hot gas (detonation products), which can be under a pressure of 10-30 GPa and a temperature of about 3000-4000°C. There is a strong expansion of these gaseous products and the surrounding air is displaced from the volume it occupies.

Since an imbalance is established between the highly compressed air in the blast wave and the undisturbed air in front of it, the blast wave spreads outward from the center of the explosion. The total energy in the system is now constant because the explosive has fully detonated and the pressure at the blast wave front decreases as the wave front moves further away from the source of the blast. The impulse of the gas leads to its excessive expansion, as a result of which the pressure in the tail of the blast wave falls below normal atmospheric pressure. This creates a negative, or suction, phase, which thus applies a retarding force to the surrounding gas molecules, causing the flow to reverse back towards the center of the explosion. Eventually, the balance is restored.

A typical pressure-time profile at a fixed point in space for an outdoor blast wave is shown in Figure 8.

The peak pressure in the negative phase is, as a rule, small compared to the volumetric expansion pressure in the positive phase, but it cannot be neglected in the design of protective structures. When designing fastening in only one direction, under negative pressure, unfastened structures may be pulled out / overturned (Fig. 9).

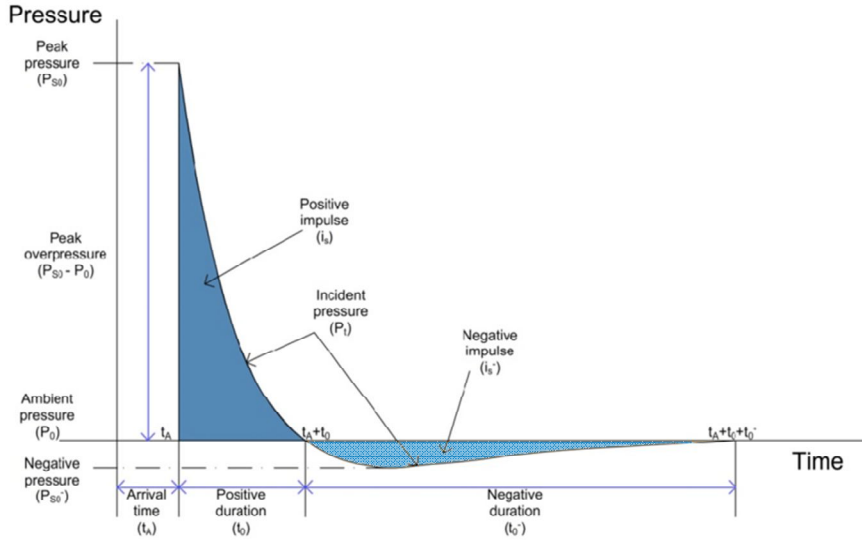


Fig. 8. The idealized regularity of the pressure change of the blast wave over time in the open air

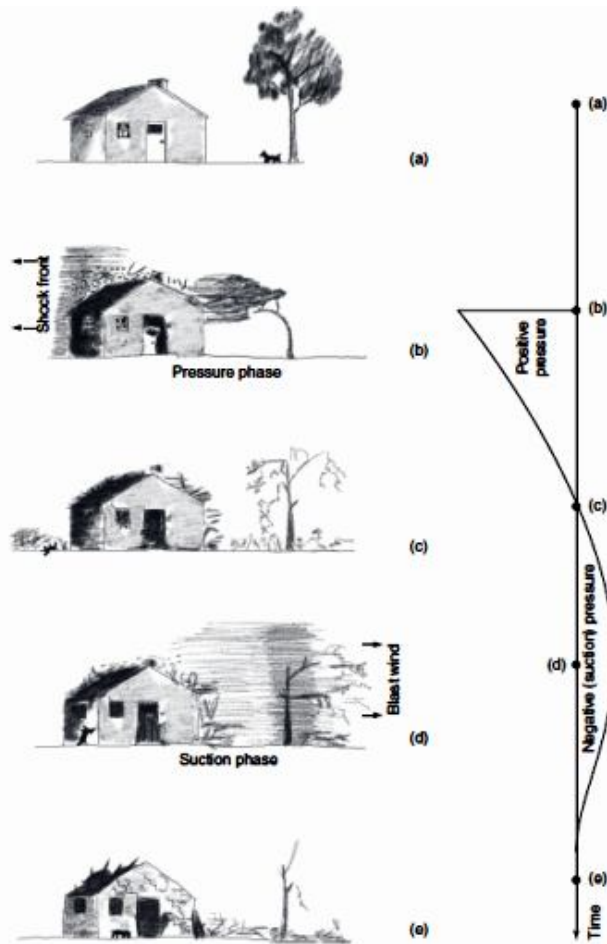


Fig. 9. Changes in the impact of the blast wave on objects over time

When a blast wave hits a solid surface (or other denser-than-air medium), it bounces off it and, depending on its geometry and size, wraps around it. When the blast wave is reflected, energy is transferred between the blast wave and the object. The simplest case is an infinitely large rigid perfectly reflecting plane (for example, the plane of the ground in the case of an open-air explosion, or the facade of an infinitely large building in the case of a ground-based explosion) on which the blast wave normally falls. The incident blast wave and the wave reflected from the building create a region of further compressed air local to the building. At the molecular level, the surface of the object applies an outward force to each air molecule sufficient to give it an equal momentum in the opposite direction. According to Newton's third law, the air acts on the surface with the same external force. Thanks to this, the change in momentum leads to the fact that the pressure locally rises above the pressure drop that could occur in the same place. This phenomenon is called reflected pressure (see Fig. 10).

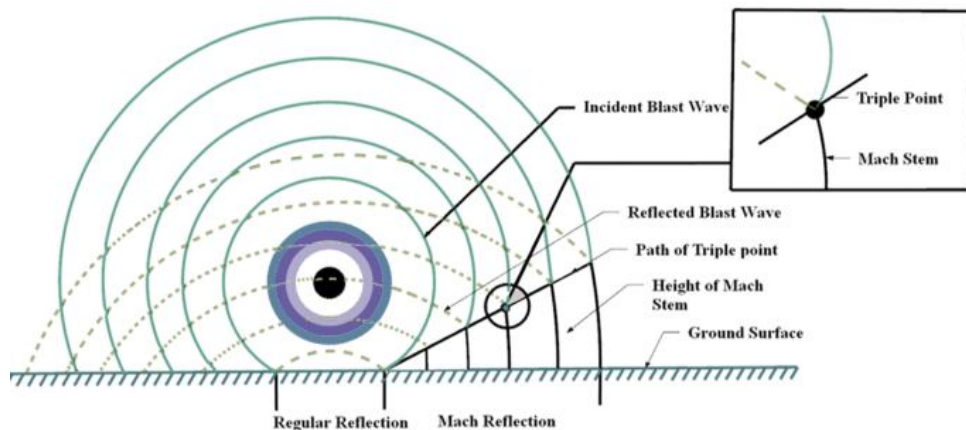


Fig. 10. Emergence of reflected pressure of an explosive wave

Experimental studies have shown that as the distance to the source of the explosion increases, the pressure drops in a cubic relationship, and the number of fragments in a quadratic relationship. Therefore, an effective method of protection is to remove the source of the explosion - for example, early initiation of the explosion at a distance from the object. At the same time, the installation of flat protective screens is not an effective protection against the explosion, because the blast wave surrounds the obstacle and the protection works only in the immediate vicinity of the screen (see Fig. 11).

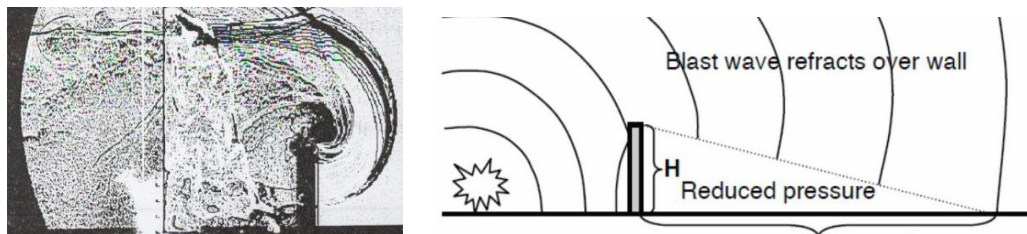


Fig. 11. Obstruction of an obstacle by an explosive wave

To determine the pressure of the blast wave on the surface of the object, reference materials can be used, e.g. resource <https://unsafeguard.org>.

In order to perform calculations of structures under the action of a blast wave, it is necessary to convert the pressure and momentum of the blast wave into a quasi-static load (see Fig. 12).

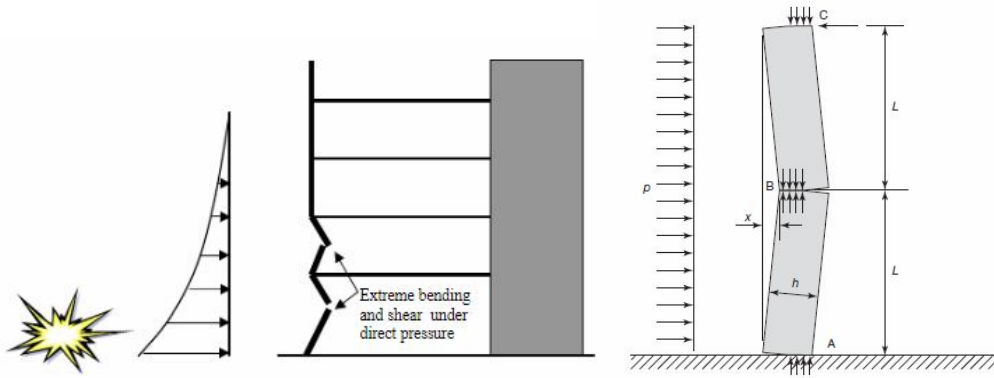


Fig. 12. Direct quasi-static loading of columns and walls by an explosive wave

A secondary effect of the blast wave impact can be the lifting of floor slabs, which is most dangerous for panel and brick buildings with precast reinforced concrete slabs (see Fig. 13). Since the slabs in such constructions are fixed only due to the loading of the walls, under the action of explosive pressure from below, the slabs may be displaced from the supports and the floors may collapse.

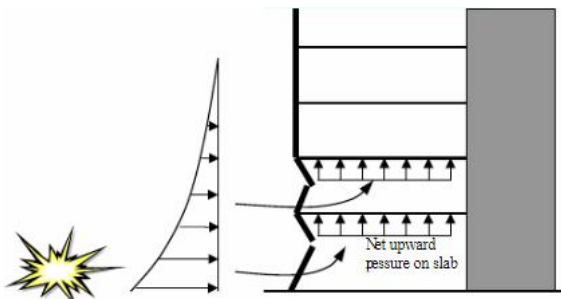


Fig. 13. Lifting of floor slabs by an explosive wave

Fig. 14 shows the graph of pressure changes depending on the distance to the explosion site of the Shahed 136 UAV and the X-101 missile.

As can be seen from the graph, the more or less safe distance for people's lives and health from the place where the Shaheds fell is about 110 m, and the X-101 missiles - 210 m.

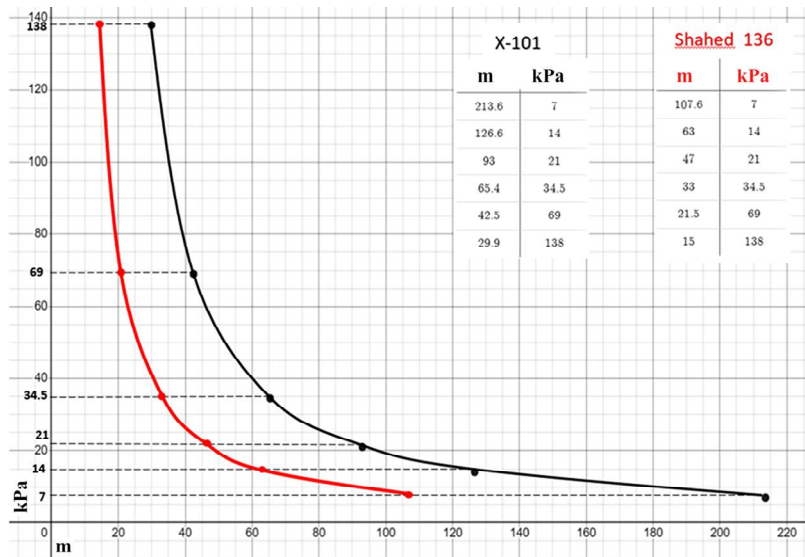


Fig. 14. Graph of the pressure drop of the blast wave at a distance from the Shahed 136 explosion site and the X-101 missile

The approximate impact on structures and people from excess pressure and air velocity from the propagation of the blast wave is given in the table. 3.

Table 3

Impact of pressure and speed of blast wave propagation on structures and people

Peak pressure	Max. air speed	Impact on structures	Impact on people
7 kPa	17 m/s	Destruction of window glass	Minor injuries from broken glass
14 kPa	31 m/s	Minor damage to buildings (destruction of windows and doors, damage to the roof)	Injuries from broken glass and debris
21 kPa	46 m/s	Collapse of residential buildings	A large number of serious injuries, possible fatalities
34.5 kPa	73 m/s	Collapse of most buildings	Serious injuries are everywhere, fatalities are widespread
69 kPa	131 m/s	Reinforced concrete frame buildings are damaged or destroyed	Most of the people were killed
138 kPa	224 m/s	Heavy reinforced concrete frames of buildings are damaged or destroyed	Fatalities approach 100%

In work [5], the first priority methods of engineering protection, which can be arranged in the shortest possible time, are considered. In the case of indirect hits and relatively small objects, the primary measures for their engineering protection include fencing with fortification gabions, with soil filling, the arrangement of ceilings over the objects with the help of wooden, reinforced concrete and steel-reinforced concrete elements, etc. At the same time, horizontal and vertical protective thicknesses can be selected according to the guides. For large CIOs, the case of a direct hit should be considered. At the same time, the usual engineering protection measures considered above are not very effective, as they have structural limitations in the device, do not provide circular protection of the object, and require significant protective thicknesses in case of direct hits. Also, when an explosive wave flows around a small obstacle, an area is formed behind it where the pressure is lower than that of the incident wave. But already at a short distance beyond the obstacle, the explosive shock wave (ESW) front closes again and the pressure is restored. Therefore, a small obstacle (a low wall made of gabions, sandbags, etc.) can provide protection from ESW only directly behind it. Thus, non-closed protection from the installation of partial shelter walls can only be anti-fragmentation, or extinguish the residual blast wave at a distance from the object.

The most effective method of engineering protection against a direct hit by an UAV in the CIO is the creation of safe distances, that is, moving the place of a possible hit away from the object. The most effective method of engineering protection for military centers and other objects of strategic importance can be the construction of protective structures of a continuous shelter, which cover with their profile the entire possible zone of damage by the enemy's means. Therefore, the work [5] proposed a successful principled solution to the primary circular

engineering protection of the CIO with the help of two levels: a protective screen and an impermeable shell (of the "sarcophagus" type).

Fig. 15 shows the schematic diagram of such a protective structure. The outer screen 1 (Fig. 15) serves as the primary obstacle for the projectile and should cause the initiation of the explosion.

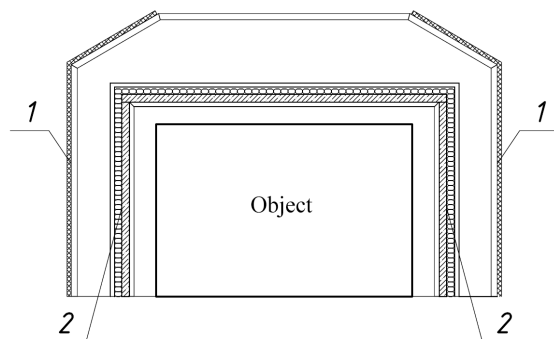


Fig. 15. Schematic diagram of the CIO protective structure against direct hits of the "Shahed-136" UAV and missiles

The frame of the protective screen can be made of metal or metal-wood [9] structures, to which wall sandwich panels, panels building from cross-laminated timber [10, 11] or a profiled sheet are attached. The stiffness of the metal nets proposed in [5] may not be enough to stop the projectile or initiate an explosion, besides, the size of the missiles, unlike UAVs, allows them to pass through the protective nets unimpeded. At the same time, the upper part of the protective screen can be made of mesh for air access, since such objects usually require air ventilation.

The second level of protection 2 (Fig. 15) is a multilayer structure that can be combined taking into account the available materials. The supporting frame of such a protective shell can be made of metal structures, but the main protective structure is performed by the filling between the elements of the frame. The main restraining system against the blast wave and damage by fragments after the initiation of the explosion on the protective screen is a layer of hard reinforced concrete slabs. To avoid secondary fragmentation and chipping of concrete, reinforced concrete slabs should be covered with a metal sheet membrane from the inside. Externally, reinforced concrete slabs are covered with soil, sand or soil-cement mixture for damping the velocity of debris.

Also, shock waves in the soil base during the explosion of ammunition in the immediate vicinity of the object pose a significant danger to the structures of the CIO. The created wave is equated to a one-time seismic impact of large magnitude, which depends on the power of the explosion, and accordingly on the type of ammunition. In fact, it is possible to use the standard methods used for the buildings construction in seismic areas, or to use engineering protection techniques when erecting the CIO. One of these techniques can be a protective screen in the soil base around the building, up to several meters wide and several meters deeper than the depth of the foundations, filled with a damping material, for example, uncompacted sand. Thus, the shock wave from the explosion that will occur in the ground base will be extinguished in this protective screen. Accelerograms obtained experimentally during the explosion of munitions of various types and power can be used for a detailed calculation of this effect on the reliability of CIO structures.

Another global way of creating a system of CIO protection and other objects of strategic importance according to the "Country-Fortress" principle is to disperse such objects with the creation of a certain number of backup ones, when the failure of one or more of them cannot significantly affect the overall operation of the critical infrastructure system, etc. The principle of such construction of the CIO should be approved as a general plan for the development of Ukraine in the future. The construction of a large number of small CIO instead of large objects will allow to significantly reduce the risks of their loss, as well as the consequences for the sectors of the national economy of such losses.

Conclusions. Scientific novelty and practical significance of the obtained results. The paper examines approaches to risk assessment of damage to critical infrastructure objects, provides methods for their engineering and analytical calculations, and methods of engineering constructive protection against various types of ammunition.

The issue of the need for their urgent protection according to the "Country-Fortress" principle, including engineering measures, was raised. The issue of both the protection of existing objects and the design of new ones, taking into account the requirements for engineering protection and civil defense, is under consideration.

Innovative methods and techniques of engineering protection of the CIO and other strategic objects from the hits of the most common types of ammunition are proposed.

An algorithm for calculating the parameters of the explosive and fragment load from UAVs and other types of ammunition, as well as for calculating the protective properties of structures, is presented.

The perspective of further research is the improvement of methods and techniques of engineering protection of the CIO and other strategic objects, as well as the methods of their calculation and design, taking into account the ability to withstand different types of ammunition.

The protection of CIO and other strategic objects is one of the most important components of the national security of the Ukraine independence, which contributes to the state's resilience to external and internal threats, including those of a military nature.

REFERENCES

1. *Bobro D.H.* Vyznachennia kryteriiv otsinky ta zahrozy krytychnii infrastrukturi (Determination of assessment criteria and threats to critical infrastructure.) - Stratehichni priorityety. – Seriya «Ekon omika». – 2015. – № 4 (37). – P. 83-93.
2. Zelena knyha z pytan zakhystu krytychnoi infrastruktury v Ukraini (Green book on critical infrastructure protection in Ukraine) : zb. materialiv mizhnar. ekspert. narad / Uporiad. D.S. Biriukov, S.I Kondratov ; za zah. red. O.M. Sukhodoli. – K. : NISD, 2016. – 176 p.
3. *Kotsiuruba V.I., Kryvtsun V.I., Kolos O.I.* Sukupnist pokaznykiv efektyvnosti nevybukhovykh ta kombinovanykh inzhenernykh zahorodzen dia prykryttia vazhlyvykh obiektiv (A set of performance indicators of non-explosive and combined engineering barriers for covering important objects) - Zbirnyk naukovykh prats Tsentralnoho nauково-doslidnoho instytutu Zbroinykh Syl Ukrainy. Kyiv, 2019. Vyp. 3(74). P. 141–147.
4. *Krishna Chaitanya M.* Progressive collapse of structures - International Journal of Mechanical Civil and Control Engineering. – Vengatopathy: International Institute of Scientific Research and technology, 2015. – p. 23-29, Likely Shahed-136 UAS Technical Report/ FIT UK secret rel Ukraine, - 10 p.
5. *Kotsiuruba V. I., Bilyk A. S., Veretnov A. O., Haidarly H.S., Borta R.M., Tertyshnyi B.I.* Metodyka rozrakhunkiv ta obruntuвання вимог до інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури від BpLA типу баражуїучий боєприпас (Method of calculations and substantiation of requirements for engineering protection of critical infrastructure objects from UAVs of the barrage type) - Opir materialiv i teoriia sporud. – 2022. – № 109. – P.164–183.
6. *Wen, H.M., Yang Y.* A note on the deep penetration of projectiles into concrete - International Journal of Impact Engineering – 2014 – №66, pp. 1–4. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2013.11.008>.
7. *Tamer Elshenawy, M. Gaber Zaky, Ahmed Elbeih* Experimental and numerical studies of fragmentation shells filled with advanced HMX-plastic explosive compared to various explosive charges - Brazilian Journal of Chemical Engineering (2023) 40:481–492. <https://doi.org/10.1007/s43153-022-00267-x>
8. *D. Cormie, G. Mays, S. Smith,* Blast Effects on Buildings, Third edition, London, 2020, ISBN 978-0-7277-6147-7
9. *Skliarov I.O., Skliarova T.S.* Synerhiia vlastyivostei stali ta derevyny v konstuktstsiakh metaloderevinykh dvotavriv z hofrovanoi stinkoiu (Synergy of the properties of steel and wood in the constructions of metal-wood I-beams with a corrugated wall) - Budivelni konstruktstsi. Teoriia i praktyka– Vyp. 11. – KNUBA, 2022. – P. 94-103. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.94-103>
10. Mykhailovskiy D. V. Rozrakhunok panelnykh budynkiv z poperechno-kleiеноi derevyny (Calculation of panel building from cross-laminated timber): Monohrafiia. – Kyiv: Karavela, 2022. – 220 p.
11. Denys Mykhailovskiy Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / Strength of Materials and Theory of Structures. – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 107. – P.75 – 88.

Михайловський Д.В., Склярів І.О.

МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ТА ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ТА ІНШИХ СТРАТЕГІЧНИХ ОБ'ЄКТІВ ВІД ДАЛЕКОБІЙНИХ БОЄПРИПАСІВ

Актуальність. Одним із ключових напрямків ведення воєнних дій РФ проти України є ураження об'єктів критичної інфраструктури (ОКІ) стратегічного значення. Основними типами засобів противника для повітряного ураження ОКІ є ракети повітряного, наземного і наводного запуску, а також БпЛА типу «баражуючий боєприпас». Переважна більшість ОКІ зводились в Україні надземними, без жодних систем інженерного конструктивного захисту для протидії повітряним загрозам, вибухам чи іншим впливам, пов'язаним із військовими діями. Важливість найшвидшої розробки максимально ефективних методів інженерного конструктивного захисту ОКІ від боєприпасів різного типу показав досвід війни України з РФ, зокрема аналіз суттєвого впливу пошкодження ОКІ енергетичної сфери. На даний час в Україні відчувається певний дефіцит нормативних даних для проектування надійних захисних конструкцій ОКІ. **Метою роботи** є розробка нормативної бази для виконання розрахунків на можливу дію різноманітних видів силових впливів від повітряних ударів, терористичних атак тощо при проектуванні ОКІ та інших стратегічних об'єктів. Наразі системно вирішується питання організації захисту ОКІ та інших об'єктів стратегічного значення за принципом «Країна-фортеця», що передбачає організацію ешелонованої протиповітряної оборони, сполученої з комплексними заходами цивільного та інженерного захисту. Крім цього, необхідно передбачити надійний захист існуючих об'єктів з урахуванням небезпек та загроз сьогодення. Процес зниження ризиків ураження ОКІ передбачає визначення загроз, їхню комплексну оцінку, розробку заходів по зниженню загроз та їхнє оперативне впровадження з подальшою оцінкою ефективності передбачених заходів. **Результати.** Наведені методи оцінки ризиків щодо ураження об'єктів критичної інфраструктури, методики їхніх інженерно-аналітичних розрахунків та способів інженерного конструктивного захисту від боєприпасів різного типу дозволяють розробляти ефективну комплексну систему захисту стратегічно важливих об'єктів. Розглядаються питання як з улаштуванням захисту існуючих об'єктів, так і з проектуванням нових з урахуванням вимог щодо інженерного захисту та цивільної оборони.

Ключові слова: інженерний захист, об'єкти критичної інфраструктури, ураження, вибух, будівельні конструкції.

Mykhailovskiy D.V., Skliarov I.O.

METHODS OF CALCULATION AND ENGINEERING PROTECTION OF CRITICAL INFRASTRUCTURE OBJECTS AND OTHER STRATEGIC FACILITIES AGAINST LONG-RANGE PROJECTILES

Relevance. One of the key areas of Russia's military operations against Ukraine is the destruction of critical infrastructure objects (CIO) of strategic importance. The main types of enemy means for air strikes on CIO are air-launched, ground-launched and water-launched missiles, as well as barrage munitions. The vast majority of the CIO were built in Ukraine above ground, without any engineering structural protection systems to counter air threats, explosions or other impacts related to military operations. The importance of developing the most effective methods of engineering structural protection of the CIO from various types of projectiles as soon as possible was demonstrated by the experience of Ukraine's war with Russia, in particular, the analysis of the significant impact of damage to the CIO in the energy sector. At present, Ukraine has a certain lack of regulatory data for designing reliable protective structures for CIO. **The aim** of this work is to develop a regulatory base for making calculations for the possible impact of various types of forceful effects from air strikes, terrorist attacks, etc. when designing the CIO and other strategic facilities. Currently, the issue of organising the defence of critical infrastructure and other strategic objects is being systematically addressed on the basis of the "Country-Fortress" principle, which provides for the organisation of echeloned air defence combined with comprehensive civil and engineering defence measures. In addition, it is necessary to provide for the reliable protection of existing facilities, taking into account the hazards and threats of today. The process of reducing the risks of damage to the CIO involves identifying threats, their comprehensive assessment, developing measures to reduce threats and their prompt implementation, followed by an assessment of the measures effectiveness. **Results.** The presented methods of risk assessment of critical infrastructure damage, methods of their engineering and analytical calculations and methods of engineering structural protection against ammunition of various types allow developing an effective integrated system of protection of strategically important objects. The article deals with both the protection of existing facilities and the design of new ones, taking into account the requirements for engineering protection and civil defence.

Keywords: engineering protection, critical infrastructure objects, damage, explosion, building structures.

УДК 624.01; 623.1, 351.86

Михайловський Д.В., Склярів І.О. **Методи розрахунку та інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури та інших стратегічних об'єктів від далекобійних боєприпасів** / Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 155-171. – Англ.

Наведено підходи до оцінки ризиків щодо ураження об'єктів критичної інфраструктури, наведено методики їхніх інженерно-аналітичних розрахунків та методи інженерного конструктивного захисту від боєприпасів різного типу. Розглядаються питання як з улаштуванням захисту існуючих об'єктів, так і з проектуванням нових з урахуванням вимог щодо інженерного захисту та цивільної оборони.

Табл. 3. Іл. 15. Бібліогр. 11 назв.

UDC 624.01; 623.1, 351.86

Mykhailovskyi D.V., Skliarov I.O. Methods of calculation and engineering protection of critical infrastructure objects and other strategic facilities against long-range projectiles / Strength of materials and theory of structures: scientific and technical collection - Kyiv: KNUBA, 2023. - Issue 111. - P. 155-171.

The article presents approaches to assessing the risks of damage to critical infrastructure, methods of their engineering and analytical calculations and methods of engineering structural protection against ammunition of various types. The issue of protecting existing facilities and designing new ones is considered, taking into account the requirements for engineering protection and civil defence.

Tabl. 3. Fig. 15. Ref. 11.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, професор кафедри металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА Михайловський Денис Віталійович

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури.

Робочий тел.: +38(044) 241-55-09

мобільний тел.: +38(067) 465-85-49

E-mail: mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-3151-8630>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА Склярів Ігор Олександрович

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури.

Робочий тел.: +38(044) 241-54-79

мобільний тел.: +38(097) 670-71-94

E-mail: skliarov.io@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-6150-5518>

UDC 624.04

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF DIFFERENT SOIL TYPES ON THE NATURAL FREQUENCIES OF MULTI-STOUREY REINFORCED CONCRETE BUILDINGS**V. O. Kovrova**¹,

Master of Construction and Civil Engineering

V. E. Volkova^{1,2},

Doctor of Technical Sciences, Professor

¹*Dnipro University of Technology**Dmytro Yavornytskyi Ave., 19, Dnipro, 49005*²*Dnipro State Agrarian and Economic University**Serhiy Yefremov Street, 25, Dnipro, 49000*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.172-177

According to current concepts, the construction of multi-storey and high-rise buildings is quite topical. Increasing the number of storeys and building density provokes an increase in loads and forces on the structural elements of the building, as well as on the soil base. It is necessary to take into account the mechanical characteristics of the soils underlying multi-storey buildings to improve the design models of objects when determining the forces and deformations in their elements. A vital indicator in monitoring the structural characteristics of buildings is global stiffness. Natural frequencies determined by modal analysis are used to detect its change. The purpose of this study is a numerical analysis of the effect of changes in the parameters of the soil base on the natural frequencies and values of vibrations of multi-storey reinforced concrete frame buildings using software systems. In this study, four variants of design models with rigidly fixed foundations and elastic foundations with different types of soils were developed. In the models with elastic foundations, stable soils were used, such as sandy, moderately stable, represented by loams and sandy loams, and weak soils containing a layer of peat. The building scheme was developed using the SCAD software package with the application of the finite element method. Taking into account that 90% of the territory of Ukraine is located in complex engineering and geological conditions, the use of the finite element method allows to effectively solve complex problems of interaction of heterogeneous elements, including in a nonlinear approach. As a result, it was found that the type of soil foundation affects the change in the natural vibration frequencies of a building. In the model with a rigidly fixed foundation, the frequencies are the highest, and the eigenvalues of oscillations are the lowest. A point that should be mentioned is that in the variants with an elastic foundation, the lowest frequencies are observed in the model on weak soils, and the highest values are typical for sandy foundation soils.

Keywords: multi-storey reinforced concrete buildings, soil base, finite element method, numerical modeling, modal analysis, natural frequencies.

Introduction. According to current trends, the construction of multi-storey and high-rise buildings is quite topical. In accordance with this statement, the density of buildings, the level of transportation networks and the volume of underground construction are increasing. This provokes an increasing of loads and forces on the structural elements of the building, as well as on the ground. At the same time, the development of deformations in the building's foundation can become critical or even lead to structural failure.

To increase the accuracy of the calculation of the stress-strain state of a building, it is important to take into account the reactions of the foundation that affect the redistribution of forces in the load-bearing structures. For this purpose, it is necessary to consider the characteristics of soils at the base of multi-storey buildings to improve the calculation of object models when determining forces and deformations in their elements [1].

An important indicator in monitoring the structural characteristics of buildings and the state of structures is global stiffness. Natural frequencies are most often used to determine its change [2]. This parameter is determined by the operational modal analysis from the influence of environmental factors [3, 4].

Studies [3, 5] emphasize that one of the most important factors of influence is the interaction of soil with the building. The works pay attention to the interaction of low- and medium-rise buildings with the wall structural system and the foundation. The authors have found that the

greatest dynamic effects are observed for the cases of bases consisting of weak soils. In such cases, the natural frequencies of the building are reduced compared to the model with a rigidly fixed foundation. Buildings with a wall structural system are the basis of the old housing fund. Currently, the construction industry is designing buildings with a frame structural system. Thus, it is important to conduct research on soil-building interaction at the design stage of modern frame buildings. The effect of the interaction between the soil base and the building allows for a more complete consideration of the indicators of influence on the safety of the structure [6]. Therefore, such studies are very topical.

The purpose of this study is to assess the influence of soil foundation parameters on the natural frequencies and values of vibrations of multi-storey reinforced concrete frame buildings using software packages.

Data for numerical modeling. The building model is a full framed. The spatial stiffness is provided by rigidly attached girders to columns and two stiffening cores. The foundation of the building is slab. The building's dimensions in plan are 18×58 m, with a floor height of 4.2 m. The building has 5 floors and 1 ground floor. The city of Dnipro (Ukraine) is taken as the construction area.

Four variants of calculation models were developed for this study. The first model variant assumes a rigidly fixed foundation, and all other variants assume an elastic foundation. In variants 2-4, three soil types are used, which differ in their composition and strength of soil layers [5]. Thus, the second variant presents the most stable soil, the third - moderately stable, and the fourth - weak.

The building scheme was developed using the SCAD software package with the application of the finite element method. This method is the main one in the field of structural mechanics for calculating building structures [7]. The building's finite element type is quadrilateral, the number of design elements is 64345, and the number of nodes is 51671. Rigid inserts were used to ensure the correctness of the building model and calculation. A general view of the design scheme is shown in Fig. 1.

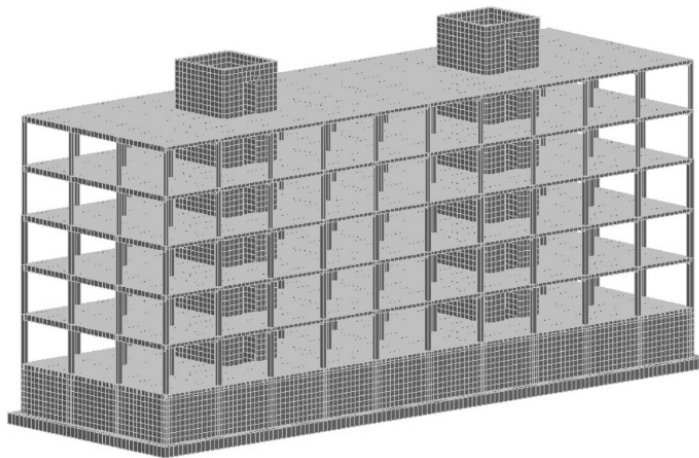


Fig. 1. Design scheme of the building using the finite element method

Different soil types were used to analyze 2-4 model variants. The soil bases were created using the Cross program and then used in the SCAD program. The Cross program is required to determine changes in the bedding coefficient under the foundation slab. This is done based on geological survey data, the building area, including its dimensions, well positions and characteristics.

The size of the predominant grain fraction, the content of dusty clay particles, the rolling of the grains and the presence of surface films on them are important for the dynamic stability of

the bases [8]. The dynamic stability of soils is also affected by their compatibility [9]. For sands, its increase provokes a decrease in dynamic stability.

The parameters of the soil layers were selected based on research data [5]. In the second variant of the scheme, the soils are sandy and are considered the most stable (Table 1). In the third variant, the soil base is moderately stable and is represented by loams and sandy loams (Table 2). In the fourth version of the model, the third type of soil base is presented, which is weak and has a peat layer (Table 3).

Table 1

Characteristics of the soil type 1 [5]

Soil Description	Specific Weight		Modulus of Elasticity, MN/m ²	Poisson's Ratio ν	Thickness, m	Ordnate from Ground Level, m
	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³				
Sand, closely graded	17.0	19.0	30.0	0.30	0.80	0.80
Sand	19.0	21.0	30.0	0.30	2.50	3.30
Dusty sand	18.0	20.3	18.0	0.30	3.50	6.80
Sand, gravelly sand	18.0	20.0	20.0	0.30	7.20	14.0

Table 2

Characteristics of the soil type 2 [5]

Soil Description	Specific Weight		Modulus of Elasticity, MN/m ²	Poisson's Ratio ν	Thickness, m	Ordnate from Ground Level, m
	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³				
Sand, closely graded	17.0	19.0	30.0	0.30	0.80	0.80
Sand	19.0	21.0	30.0	0.30	2.50	3.30
Clay, low plasticity	19.0	19.5	2.50	0.42	3.50	6.80
Sand-clay mixture	18.0	19.0	10.0	0.35	7.20	14.0

Table 3

Characteristics of the soil type 3 [5]

Soil Description	Specific Weight		Modulus of Elasticity, MN/m ²	Poisson's Ratio ν	Thickness, m	Ordnate from Ground Level, m
	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³				
Sand, closely graded	17.0	19.0	30.0	0.30	0.80	0.80
Sand	19.0	21.0	30.0	0.30	2.50	3.30
Peat	10.40	10.40	1.0	0.40	0.30	3.60
Dusty sand	18.0	20.3	18.0	0.30	3.20	6.80
Sand, gravelly sand	18.0	20.0	20.0	0.30	7.20	14.0

The elements of a frame building are affected by various types of loads. Loads differ in their origin, nature, place of application, change in space, time and intensity of impact, and other parameters. Thus, for a more accurate calculation of building structures, it is necessary to take into account the correct design combinations of various impacts. In the full calculation of the models, constant, long-term and short-term loads were considered [10].

The modal analysis of 10 forms of natural vibrations of each of the scheme variants was also performed. The number of forms was determined based on the percentage of collected effective modal masses in accordance with the requirements of DBN B.1.1-12:2006 [11].

The multifrontal method in the SCAD software package was used to calculate buildings. This method is based on Gaussian exclusion and involves the parallel arrangement and elimination of already collected equations. Thus, element by element is added to the stiffness matrix of the system instead of its complete collection in an explicit form. The equations are ordered using heuristic algorithms, which involves the creation of several fronts [12].

Analysis of results. As a result of calculating the modal analysis of the building, the natural frequencies and values of oscillations for 10 modes were obtained. Consequently, graphs of eigenvalues and frequencies of natural modes were drawn for each of the model variants (Figs. 2, 3).

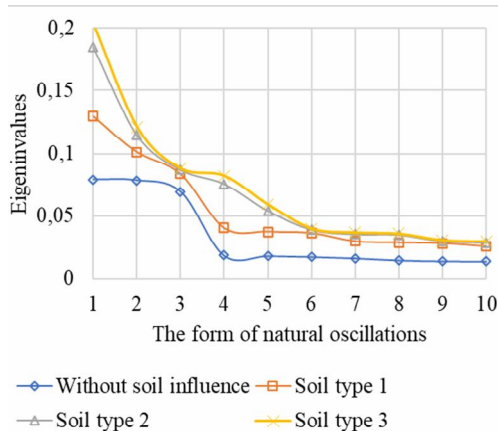


Fig. 2. Graph of eigenvalues of natural oscillation forms

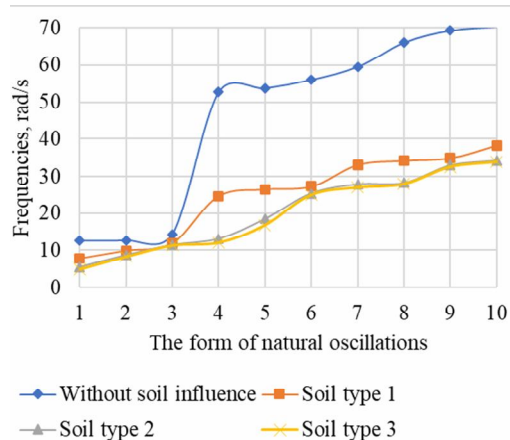


Fig. 3. Graph of frequencies of natural oscillation forms

The eigenvalues of the oscillation forms increase with decreasing stability of the soil base, as shown in Figure 2. In the case of a rigidly fixed foundation, the eigenvalues are the lowest compared to those of an elastic foundation. Meanwhile, Figure 3 shows that the values of the frequencies decrease with decreasing soil stability. In the case of a fixed foundation, the frequencies are the highest in all modes. Comparing the frequencies in the variants with an elastic base, it is possible to distinguish higher values in soil type 1, which is represented by sandy soils. Accordingly, the lowest frequencies are typical for the last model variant with soil type 3.

Based on the graphs, there is an obvious increase in the frequency values between the third and fourth modes. This is due to a change in the form of movement between the modes. In the first and second forms, the motion is translational, and in the third, it is torsional. Such a strong difference in the values in the fourth mode is explained by the torsional multidirectional movement of the building.

Conclusion. From the results obtained from this study, it can be concluded that the soil base affects the change in the natural frequencies of the building. The effect of soil-building interaction is an important factor in the modal analysis of a building. In the model with a rigidly fixed foundation, the frequencies are the highest and the natural vibration values are the lowest. It should also be noted that in the variants with an elastic foundation, the lowest frequencies are observed in the model on weak soils (soil type 3), and the highest - on sandy soils (soil type 1).

REFERENCES

1. NEHRP Consultants Joint Venture. Soil-Structure Interaction for Building Structures. Nist Gr. 2012, 12.
2. Worden, K.; Friswell, M.I. Modal-Vibration-Based Damage Identification. In Encyclopedia of Structural Health Monitoring; Wiley:Hoboken, NJ, USA, 2008.
3. Gaile, L.; Ratnika, L.; Pakrastins, L. RC Medium-Rise Building Damage Sensitivity with SSI Effect. Materials 2022, 15, 1653.

4. Papadopoulos, M.; Van Beeumen, R.; François, S.; Degrande, G.; Lombaert, G. Computing the modal characteristics of structures considering soil-structure interaction effects. *Procedia Eng.* 2017, 199, 2414–2419.
5. Ratnika, L.; Gaile, L.; Vatin, N.I. Impact of Groundwater Level Change on Natural Frequencies of RC Buildings. *Buildings* 2021, 11, 265.
6. Mayevska I.V. Ivasyshyn O. V. Influence of the base yielding on the stress-strain state of floor slabs. In: XLV Scientific and Technical Conference of VNTU, pp 1–5. VNTU, Vinnytsia.
7. Nozari, A.; Behmanesh, I.; Yousefianmoghadam, S.; Moaveni, B.; Stavridis, A. Effects of variability in ambient vibration data on model updating and damage identification of a 10-story building. *Eng. Struct.* 2017, 151, 540–553.
8. Oliveira, C.S.; Navarro, M. Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. *Bull. Earthq. Eng.* 2010, 8, 609–642.
9. Kabtamu, H.G.; Peng, G.; Chen, D. Dynamic Analysis of Soil Structure Interaction Effect on Multi Story RC Frame. *Open J. Civ. Eng.* 2018, 08, 426–446.
10. Perelmuter A. Compilation of calculated combinations in according with EN 1990 // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-& Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2022. – Issue 109. – P. 93-108.*
11. DBN B.1.1-12:2006. Construction in seismic regions of Ukraine. Ministry of Construction of Ukraine, Kyiv.
12. Bazhenov V.A., Perelmuter A.V., Shishov O.V. (2009) *Structural mechanics. Computer technologies.* Caravela, Kyiv.

Стаття надійшла 04.07.2023

Коврова В.О., Волкова В.Є.

АНАЛІЗ ВПЛИВУ РІЗНИХ ТИПІВ ҐРУНТІВ НА ВЛАСНІ ЧАСТОТИ БАГАТОПОВЕРХОВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ

За сучасними тенденціями будівництво багатоповерхових та висотних будівель є доволі актуальним. Збільшення поверховості та щільності забудови прокує збільшення навантажень та зусиль на конструктивні елементи будівлі, а також на ґрунтову основу. Є необхідним урахування механічних характеристик ґрунтів, що лежать в основі багатоповерхових будівель для вдосконалення розрахункових моделей об'єктів при визначенні зусиль і деформацій в їхніх елементах. Важливим показником у моніторингу структурних характеристик будівель є глобальна жорсткість. Для визначення її зміни використовуються власні частоти, що визначаються за допомогою модального аналізу. Метою даного дослідження є чисельний аналіз впливу зміни параметрів ґрунтової основи на власні частоти та значення коливань багатоповерхових залізобетонних каркасних будівель з використанням програмних комплексів. У даному дослідженні розроблено чотири варіанти розрахункових моделей з жорстко закріпленою основою та пружними основами із різними типами ґрунтів. У моделях з пружною основою застосовано 3 типи ґрунтових основ: стійкі ґрунти, а саме піщані, помірно стійкі, що представлені суглинками та супіском, та слабкі ґрунти, що містять у своєму складі шар торфу. Схему будівлі розроблено за допомогою програмного комплексу SCAD із застосуванням методу скінченних елементів. Враховуючи, що 90 % території України розміщено у складних інженерно-геологічних умовах, застосування методу кінцевих елементів дозволяє ефективно розв'язувати складні задачі взаємодії різнорідних елементів у тому числі і в нелінійному підході. У результаті встановлено, що тип ґрунтової основи впливає на зміну власних частот коливань будівлі. У моделі із жорстко закріпленим фундаментом частоти є найвищими, а власні значення коливань найнижчими. Також слід зазначити, що у варіантах з пружною основою найнижчі частоти спостерігаються у моделі на слабких ґрунтах, а найвищі значення характерні для піщаних ґрунтів основ.

Ключові слова: багатоповерхові залізобетонні будівлі, ґрунтова основа, метод скінченних елементів, чисельне моделювання, модальний аналіз, власні частоти.

Kovrova V.O., Volkova V.E.

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF DIFFERENT SOIL TYPES ON THE NATURAL FREQUENCIES OF MULTI-STORY REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

According to current concepts, the construction of multi-storey and high-rise buildings is quite topical. Increasing the number of storeys and building density provokes an increase in loads and forces on the structural elements of the building, as well as on the soil base. It is necessary to take into account the mechanical characteristics of the soils underlying multi-storey buildings to improve the design models of objects when determining the forces and deformations in their elements. A vital indicator in monitoring the structural characteristics of buildings is global stiffness. Natural frequencies determined by modal analysis are used to detect its change. The purpose of this study is a numerical analysis of the effect of changes in the parameters of the soil base on the natural frequencies and values of vibrations of multi-storey reinforced concrete frame buildings using software systems. In this study, four variants of design models with rigidly fixed foundations and elastic foundations with different types of soils were developed. In the models with elastic foundations, stable soils were used, such as sandy, moderately stable, represented by loams and sandy loams, and weak soils containing a layer of peat. The building scheme was developed using the SCAD software package with the application of the finite element method. Taking into account that 90% of the territory of Ukraine is located in complex engineering and geological conditions, the use of the finite element method allows to effectively solve complex problems of interaction of heterogeneous elements, including in a nonlinear approach. As a result, it was found that the type of soil foundation affects the change in the natural vibration frequencies of a building. In the model with a rigidly fixed foundation, the frequencies are the highest, and the eigenvalues of oscillations are the lowest. A

point that should be mentioned is that in the variants with an elastic foundation, the lowest frequencies are observed in the model on weak soils, and the highest values are typical for sandy foundation soils.

Keywords: multi-storey reinforced concrete buildings, soil base, finite element method, numerical modelling, modal analysis, natural frequencies.

УДК 624.04

Коврова В.О., Волкова В.С. Аналіз впливу різних типів ґрунтів на власні частоти багатопверхових залізобетонних будівель // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 172–177.

У статті розглянуто визначення зміни глобальної жорсткості будівлі за допомогою оцінки значень власних частот з урахуванням впливу різних ґрунтових основ. Виконано аналіз впливу параметрів ґрунтової основи на власні частоти залізобетонної каркасної будівлі. У дослідженні розглянуто 4 типи розрахункових моделей із жорстко закріпленою основою та пружною основою з урахуванням стійких, помірно стійких та слабких ґрунтів. Із застосуванням методу скінчених елементів здійснено повний розрахунок багатопверхової каркасної будівлі з подальшим виконанням модального аналізу. Встановлено тип ґрунтової основи впливає на зміну власних частот коливань будівлі. У моделі із жорстко закріпленим фундаментом частоти є найвищими, а власні значення коливань найнижчими. У варіантах з пружною основою найнижчі частоти спостерігаються у моделі на слабких ґрунтах, а найвищі значення характерні для піщаних ґрунтів основ.

Іл. 3. Табл. 3. Бібліог. 12 назв.

UDC 624.04

Kovrova V.O., Volkova V.E. Analysis of the influence of different soil types on the natural frequencies of multi-storey reinforced concrete buildings // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 110. – P. 172-177.

The paper considers the determination of changes in the global stiffness of a building by estimating the values of natural frequencies taking into account the influence of different soil bases. An analysis of the influence of soil foundation parameters on the natural frequencies of a reinforced concrete frame building is performed. The study considers 4 types of design models with a rigidly fixed foundation and an elastic foundation, taking into account stable, moderately stable, and weak soils. Using the finite element method, a complete calculation of a multi-storey frame building was carried out, followed by a modal analysis. It was found that the type of soil foundation affects the change in the natural vibration frequencies of the building. In the model with a rigidly fixed foundation, the frequencies are the highest and the eigenvalues of oscillations are the lowest. In the variants with an elastic foundation, the lowest frequencies are observed in the model on weak soils, and the highest values are characteristic of sandy foundation soils.

Figs. 3. Tabs. 3. Refs. 12.

Автор: магістр з будівництва та цивільної інженерії Коврова Вікторія Олександрівна

Адреса: 49005 Україна, м. Дніпро, пр. Дмитра Яворницького19, Національний технічний університет «Дніпровська політехніка»

Мобільний тел.: +38(068) 905-18-52

E-mail: kovrovaviktoriia@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0009-0001-7733-7395>

Автор: доктор технічних наук, професор кафедри будівництва, геотехніки та геомеханіки, професор кафедри цивільної інженерії, технологій будівництва та захисту довкілля Волкова Вікторія Євгенівна

Адреса: 49005 Україна, м. Дніпро, пр. Дмитра Яворницького19, Національний технічний університет «Дніпровська політехніка»

49000 Україна, м. Дніпро, вул. С. Єфремова25, Дніпровський державний аграрно-економічний університет

Мобільний тел.:+38(050) 561-55-62

E-mail: drvev09@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1883-1385>

УДК 358.211

МЕТОДИЧНИЙ ПІДХІД ЩОДО ВИЗНАЧЕННЯ СТІЙКОСТІ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ ПОЛЬОВИХ ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУД ДО УДАРНО- ВИБУХОВОЇ ДІЇ СУЧАСНОЇ РАКЕТНОЇ ЗБРОЇ

О.І. Волощенко¹,

канд. військ. наук, старший дослідник

В.С. Косенко¹,

канд. військ. наук

О.Ю. Ковбаса¹,

ад'юнкт

І.В. Черних²,

канд. військ. наук, доцент

І.О. Капля²,

ад'юнкт

¹ Центральний науково-дослідний інститут Збройних Сил України² Національний університет оборони України

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.178-187

Метою статті є оприлюднення методичного підходу щодо визначення стійкості конструкцій покриття польових фортифікаційних споруд до ударно-вибухової дії сучасної ракетної зброї, зокрема крилатих і балістичних ракет.

Результати аналізу свідчать про те, що наразі найбільш небезпечним засобом вогневого ураження для військ є крилаті й балістичні ракети великого радіуса та ударно-вибухової дії. За таких умов найбільш ефективним способом захисту військ є їхнє укриття у польових фортифікаційних спорудах, конструкції покриття яких є стійкими до ударно-вибухової дії цих ракет.

У статті наведено методичний підхід щодо визначення стійкості конструкцій покриття польових фортифікаційних споруд до ударно-вибухової дії крилатих і балістичних ракет та результати розрахунків необхідної товщини покриття цих споруд, яке влаштоване з найбільш доступних у польових умовах будівельних матеріалів – ґрунту, піску, глини, каменю, бетону та залізобетону.

Наукова новизна запропонованого методичного підходу полягає у комплексному врахуванні низки показників, які кількісно характеризують основні тактико-технічні характеристики сучасних крилатих і балістичних ракет, параметри їхнього польоту і траєкторії, а також показників, що враховують найбільш важливі властивості матеріалів покриття польової фортифікаційної споруди на проникнення і викид.

Ключові слова: польові фортифікаційні споруди, ракетна зброя, стійкість.

Вступ

На підставі результатів аналізу бойових дій російсько-української війни можна констатувати, що наразі одним із найбільш небезпечних засобів вогневого ураження військ¹ є крилаті та балістичні ракети (КР та БР) великого радіуса та ударно-вибухової дії [1]. За таких умов найбільш ефективним способом захисту військ є їхнє укриття у польових фортифікаційних спорудах (ФС), конструкції покриття яких є стійкими до ударно-вибухової дії цих ракет [2], [3].

За досвідом, з початку вторгнення в Україну російські окупанти для ураження наших військ використовують КР та БР з вагою бойової частини (БЧ) від 300 до 960 кг (рис. 1–9).

Існуючий методичний апарат з визначення стійкості конструкцій польових ФС бере свій початок у працях з польової фортифікації Ф. Ласковського, у яких розглядаються загальні питання щодо будівництва довготривалих польових укріплень і споруд, Е. Миклашевського, С. Хмелькова з питань будівництва бетонних і залізобетонних захисних польових ФС для військ, С. Зайцева, Д. Шора, С. Давидова, Ф. Борисова,

¹ Під військами у статті мають на увазі особовий склад частин та підрозділів, їхнє озброєння та військову техніку (ОВТ), матеріально-технічні засоби (МтЗ).

М. Штейха з питань стійкості конструкцій підземних захисних ФС та споруд загальної польової фортифікації, С. Ананіча, П. Бузника, А. Сухарєва, І. Балаганського, Л. Мержієвського з питань глибини проникнення БЧ звичайних боєприпасів (артилерійських снарядів, мінометних мін та авіаційних бомб) у ґрунт і бетон, [4], [8]–[10], В. Косенка, О. Волощенко, М. Кушніренка з питань стійкості фортифікаційних споруд до ударної хвилі ядерного вибуху [7], а також В. Коцюруби, І. Даценка, А. Білика з питань фізичного (інженерного) захисту об'єктів військ від безпілотних літальних апаратів [5], [6].



Рис. 1. Балістична ракета “Іскандер-М” (вага БЧ до 480 кг)



Рис. 2. Балістична ракета “Точка-У” (вага БЧ до 480 кг)



Рис. 3. Крилата ракета “Калібр” (вага БЧ до 450 кг)



Рис. 4. Крилата ракета “Х-101” (вага БЧ до 430 кг)



Рис. 5. Аеробалістична ракета “Кінджал” (вага БЧ до 500 кг)



Рис. 6. Крилата ракета “Х-22” (вага БЧ до 960 кг)



Рис. 7. Крилата ракета “Х-59” (вага БЧ до 310 кг)



Рис. 8. Крилата ракета “Онiкс” (вага БЧ до 300 кг)



Рис. 9. Крилата ракета “Х-55” (вага БЧ до 450 кг)

За результатами цих праць та виконаних на їхній основі експериментів отримано емпіричні формули, які дозволяють визначати стійкість конструкції покриття польової ФС до ударно-вибухової дії артилерійських снарядів, мінометних мін та авіаційних бомб.

Найбільшого практичного використання для вирішення такого типу завдань набули формули Забудського, Березанська та Березанська II. Так, формулу Забудського часто застосовують для визначення глибини проникнення БЧ звичайного боєприпасу у матеріал покриття ФС за умови, коли кінцева швидкість її руху знаходиться у діапазоні 400–500 м/с, м:

$$h_{np} = \frac{q \cdot \sin \theta_c}{2AB\Phi S} \ln \left(\frac{1 + BV_c^2}{1 + BV^2} \right), \quad (1)$$

де q – вага БЧ боєприпасу, кг; θ_c – кут зустрічі БЧ з покриттям ФС; A і B – коефіцієнти, які чисельно характеризують властивості матеріалу покриття ФС [3]; Φ –

коефіцієнт форми БЧ [$\Phi=(1,15\dots 0,20) h_{БЧ}/d$, де $h_{БЧ}$ – довжина БЧ, м; d – калібр боеприпасу, м;]; S – міделевий перетин БЧ, м; V – кінцева швидкість руху БЧ, м/с; V_c – швидкість руху БЧ усередині матеріалу покриття ФС, м/с.

Більш зручною, з точки зору практики, є Березанська формула, яку виведено за результатами експериментальних артилерійських стрільб на острові Березань поблизу Очакова у 1912 році. За цією формулою глибину проникнення БЧ звичайного боеприпасу у матеріал захисного покриття польової ФС визначають так, м:

$$h_{np} = k_{np} \frac{q}{d^2} \cdot V_c \cos \psi_0, \quad (2)$$

де q – вага БЧ, кг; d – калібр боеприпасу, м; V_c – кінцева швидкість руху БЧ у момент зустрічі з ціллю, м/с; ψ_0 – кут зустрічі БЧ з покриттям ФС; k_{np} – коефіцієнт проникнення матеріалу покриття ФС.

На думку авторів, недоліком цієї формули для вирішення завдання щодо визначення глибини проникнення БЧ сучасної ракетної зброї у матеріал захисного покриття польової ФС є обмежений діапазон її застосування, а саме для БЧ з кінцевою швидкістю руху менше 400 м/с.

Більш коректні результати надає формула Березанська II, яка додатково враховує форму БЧ різних типів боеприпасів та можливе викривлення траєкторії їхнього польоту, м:

$$h_{np} = \lambda k_{np} \frac{q}{d^2} \cdot V_c \frac{\cos(n\psi_0)}{\sqrt{\cos \psi_0}}, \quad (3)$$

де $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2$ – коефіцієнт форми БЧ, ($\lambda_1 = 0,5 + 0,4\sqrt[3]{(H_{Г}/d)^2}$ визначається залежністю показників довжини та калібру БЧ, а $\lambda_2 = 2,8\sqrt[3]{d} - 1,3\sqrt{d}$ показником калібру); k_{np} – коефіцієнт проникнення матеріалу покриття ФС [3]; $\psi_0 = 90^\circ / (2n - 1)$ – кут зустрічі БЧ з покриттям ФС; n – коефіцієнт викривлення траєкторії польоту БЧ ($n=1,82$ – для далекобійних боеприпасів, $n=2,62$ – для інших) [3]; $H_{Г}$ – довжина БЧ боеприпасу, м; d – калібр боеприпасу, м; V_c – швидкість руху БЧ усередині матеріалу покриття ФС, м/с.

За умови, коли БЧ боеприпасу має надзвукову швидкість руху², для визначення глибини її проникнення у матеріал покриття польової ФС використовують таку формулу [3], м:

$$h_{np} = \lambda \frac{q}{d^2} k_{np} (V_c/\alpha_0) 10^4, \quad (4)$$

де $\lambda = (0,45\dots 1)(H_{Г}/d)$; $k_{np}(V_c/\alpha_0) = 24(V_c/\alpha_0) \exp 6,65(V_c/\alpha_0)$; α – кут зустрічі БЧ з покриттям ФС.

Більш простою для визначення глибини проникнення БЧ у матеріал покриття фортифікаційної споруди є формула, яку наведено в [9], м:

$$h_{np} = \frac{P}{d^2} \cdot V, \quad (5)$$

де P – вага БЧ боеприпасу, кг; d – калібр боеприпасу, м; $V = \sqrt{20H} - H/100$ – кінцева швидкість руху БЧ, м/с; H – висота, з якої здійснюється вільне падіння БЧ, м.

Основною перевагою цієї формули є мінімально потрібна кількість вихідних даних та відносна доступність їх отримання в умовах бойових дій. Однак, зважаючи на те, що більшість сучасних КР та БР мають відмінні від звичайних боеприпасів параметри, зокрема вагу БЧ, її траєкторію польоту та кінцеву швидкість руху, результати розрахунків з визначення стійкості конструкцій покриття польових ФС до ударно-

² Надзвукова швидкість руху – більше 1236 км/год.

вибухової дії цих ракет за формулами (1)–(5) мають суттєві похибки, що може призвести до руйнування зазначених конструкцій та, як наслідок, ураження особового складу, знищення ОВТ, МтЗ.

У статті вирішується завдання щодо розроблення методичного підходу щодо визначення стійкості конструкцій покриття польових ФС до ударно-вибухової дії сучасної ракетної зброї.

Суть запропонованого методичного підходу полягає у врахуванні показників, величини яких кількісно характеризують форму БЧ КР та БР, траєкторію їхнього польоту, кут зустрічі, кінцеву швидкість руху у момент влучання цих ракет у матеріал покриття польової ФС, а також показників, що характеризують матеріал цього покриття на проникнення й викид. Кількісні величини цих показників визначено за тактико-технічними характеристиками КР та БР, а також шляхом безпосередніх вимірів руйнувань будівель і споруд у результаті влучання цих ракет.

У статті наведено результати розрахунків з визначення необхідної товщини покриття польових ФС з різного матеріалу, яка забезпечує потрібну стійкість конструкції цього покриття до ударно-вибухової дії БР “Іскандер-М”. Результати розрахунків є теоретичними та потребують експериментального підтвердження.

Викладення основного матеріалу дослідження

Теоретичні та практичні дослідження з питань стійкості польових ФС до ударно-вибухової дії засобів вогневого ураження свідчать про те, що у момент влучання боеприпасу у покриття польової ФС його БЧ проникає у матеріал цього покриття на певну глибину та, втративши енергію на подолання його спротиву, зупиняється. У польовій фортифікації це явище йменують глибиною проникнення боеприпасу [3], [9], [11]–[14] та, згідно з [9], визначають за такою формулою, м:

$$h_{np} = \lambda \cdot k_{np} \cdot \frac{P}{d^2} \cdot V \cdot \cos \alpha, \quad (6)$$

де λ – коефіцієнт форми БЧ боеприпасу (для бетонобійного $\lambda=1,3$, для інших $\lambda=1$); k_{np} – коефіцієнт проникнення матеріалу покриття ФС; α – кут зустрічі БЧ з покриттям ФС.

Кут зустрічі БЧ з покриттям ФС залежить від нахилу поверхні цього покриття і кута зустрічі БЧ з ціллю, тобто є кутом між горизонтальною площиною покриття і віссю траєкторії польоту БЧ у точці їхньої зустрічі (рис. 10).

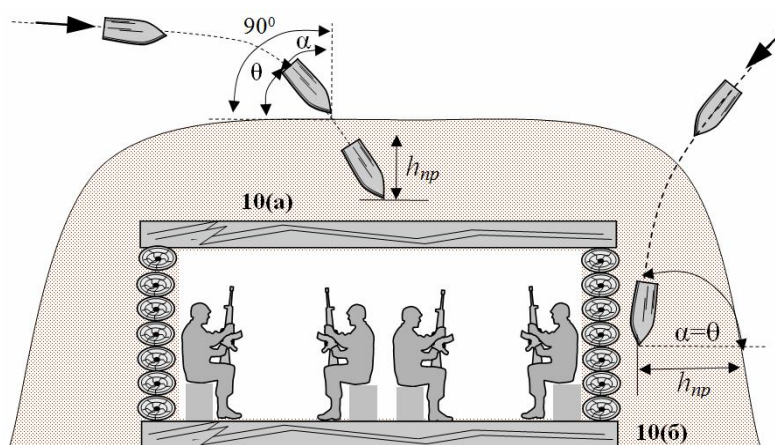


Рис. 10

Якщо покриття ФС має горизонтальну площину (рис. 10 (а)), тоді сума кутів зустрічі (α) і падіння БЧ (θ) буде дорівнювати 90° . Коли покриття вертикальне

(рис. 10 (б)), тоді кут зустрічі дорівнює куту падіння $\alpha = \theta$. У разі коли БЧ влучає у покриття ФС перпендикулярно (рис. 11), напрямок її руху не змінюється і вважається прямолінійним. У такому разі (рис. 11 (а)) кут зустрічі $\alpha = 0^\circ$, $\cos \alpha = 1$, і формула (6) матиме такий вигляд, м:

$$h_{np} = \lambda \cdot k_{np} \cdot \frac{P}{d^2} \cdot V. \quad (7)$$

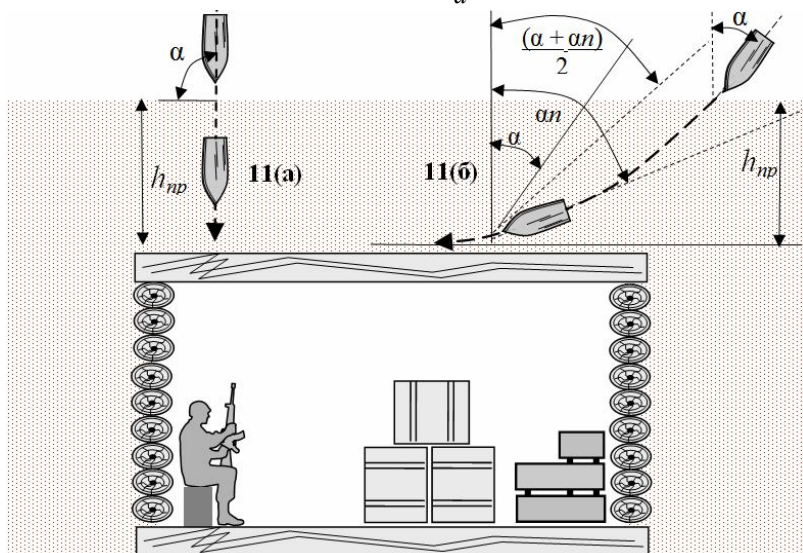


Рис. 11

Якщо ж БЧ влучає у покриття ФС під деяким кутом зустрічі α (рис. 11 (б)), тоді у кінці проникнення кут між його віссю і перпендикуляром до поверхні покриття буде більше кута зустрічі у n разів та дорівнюватиме $n \cdot \alpha$.

Таким чином, у формулу (6) замість кута зустрічі (α) потрібно підставити середнє значення напівсуми цих кутів з урахуванням розвороту БЧ у матеріалі покриття (n). За цієї умови формула (6) матиме такий вигляд:

$$h_{np} = \lambda \cdot k_{np} \cdot \frac{P}{d^2} \cdot V \cdot \cos \frac{\alpha + n\alpha}{2}, \quad (8)$$

де n – коефіцієнт розвороту БЧ у матеріалі покриття, величина якого, за даними експерименту, для засобів ураження з довгою бойовою частиною дорівнює $n=1,5$, з короткою $n=2$, а для інших приймається $n=1$ [2].

На відміну від БЧ звичайного боеприпасу, КР та БР мають дещо інший характер проникнення. Це пояснюється їхніми відмінностями та відсутністю розвороту ракети навколо своєї осі під час проникнення (рис. 12).

Отже, виразом $\cos \frac{\alpha + n\alpha}{2}$ формули (8) можна знехтувати та розглядати проникнення ракети у покриття ФС за допомогою двох складових: глибини викиду матеріалу покриття ФС від вибуху БЧ ракети та глибини проникнення у це покриття її осколків, м:

$$H_{np} = k_e \cdot \sqrt[3]{C} + \lambda \cdot k_{np} \cdot \frac{P}{d^2} \cdot V \cdot \cos \alpha, \quad (9)$$

де k_e – коефіцієнт податливості матеріалу на викид [9]; C – маса БЧ ракети, кг; k_{np} – коефіцієнт податливості матеріалу на проникнення [9].

Приклад. Визначити стійкість конструкції польової ФС до ударно-вибухової дії БР “Іскандер-М”, покриття якої влаштовано зі свіжонасипаного сипкого ґрунту, за

наступними вихідними даними: тактико-технічні характеристики БР “Іскандер-М” (табл. 1); значення коефіцієнта податливості матеріалів на проникнення (табл. 2) та викид (табл. 3); кут зустрічі ракети з цілью $\alpha = 40^\circ$, $\cos \alpha = 0,7$.

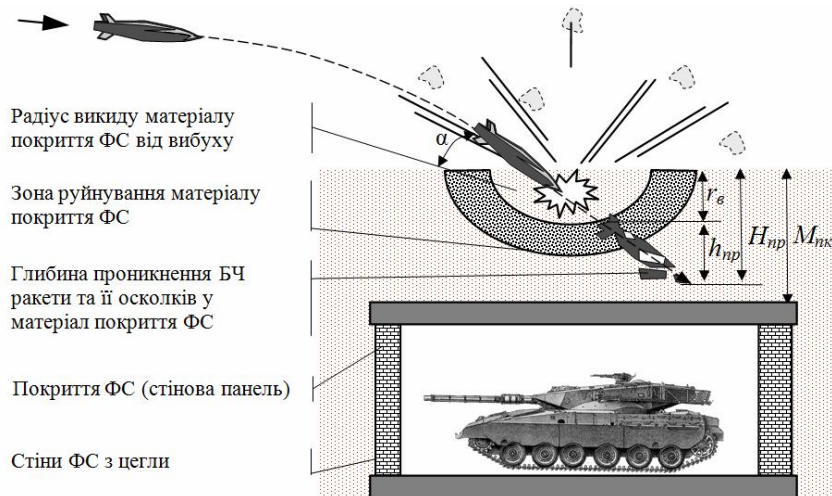


Рис. 12

Таблиця 1

Основні ТТХ балістичної ракети “Іскандер-М”

Діаметр, м	0,92
Стартова маса, кг	3800
Маса бойової частини, (кг/тип)	480 кг/проникаюча, осколково-фугасна
Дальність застосування, км	450
Швидкість польоту, м/с	2100
Маса бойової частини, кг	480

Таблиця 2

Значення коефіцієнта податливості матеріалів на проникнення [9]

Матеріал	k_{np}
Свіжонасипаний сипкий ґрунт	0,0000130
Глина середньої густини, ґрунт перемішаним з камінням	0,0000070
Вологий пісок	0,0000065
Щільний рослинний ґрунт	0,0000065
Суглинок	0,0000060
Супісь	0,0000050
Соснові колоди	0,0000050
Щільний пісок	0,0000045
Мерзлий ґрунт	0,0000045
Кам'янистий ґрунт	0,0000040
Булижний камінь зі щільним укладенням і засипкою піском	0,0000030
Цегляна кладка на цементному розчині	0,0000025
Кам'яна кладка на цементному розчині	0,0000020
Скеля вапнякова або піщана	0,0000020
Скеля гранітна або гнейсова	0,0000016
Бутобетон	0,0000016
Бетон	0,0000010

Підставивши вихідні дані у (9), отримуємо глибину проникнення БР “Іскандер-М” у свіжонасипаний сипкий ґрунт покриття польової ФС:

$$H_{np} = 0,63 \cdot \sqrt[3]{480} + 1 \cdot 0,0000130 \cdot \frac{3800}{0,92^2} \cdot 61,2 \cdot 0,7 = 7,8 \text{ м.}$$

Таблиця 3

Значення коефіцієнта податливості матеріалів на викид [9]

Матеріал	k_e
Свіжонасипаний сипкий ґрунт	0,63
Рослинний ґрунт	0,50
Щільний пісок	0,48
Супісь	0,47
Суглинок, глина	0,46
Кам’янистий ґрунт	0,45
Скеля вапнякова або піщана	0,25
Скеля гранітна або гнейсова	0,20
Сосна, дуб, бук, ясен	0,30
Цегляна кладка на цементному розчині	0,24
Кам’яна кладка насухо	0,25
Кам’яна кладка на цементному розчині	0,20
Бутобетон	0,18
Залізобетон марки 400	0,13
Фортифікаційний залізобетон із гнучким противідколом	0,12
Фортифікаційний залізобетон із жорстким противідколом	0,12

Отже, для забезпечення потрібної стійкості конструкції польової ФС до ударно-вибухової дії БР “Іскандер-М” товщину її покриття із свіжонасипаного сипкого ґрунту, згідно з [9], потрібно збільшити на 25%, тобто на 1,95 м, і мати не менше 9,75 м.

На рис. 13 наведено результати розрахунків щодо визначення необхідної товщини покриття польових ФС, яка забезпечує потрібну стійкість конструкції цього покриття до ударно-вибухової дії БР “Іскандер-М”. Матеріалом для влаштування покриття є свіжонасипаний сипкий ґрунт (1), суглинок (2), вологий пісок (3), супісок (4), глина (5), кам’янистий ґрунт (6), цегляна та кам’яна кладки на цементному розчині (7, 8), бутобетон (9), бетон та фортифікаційний залізобетон (10, 11).

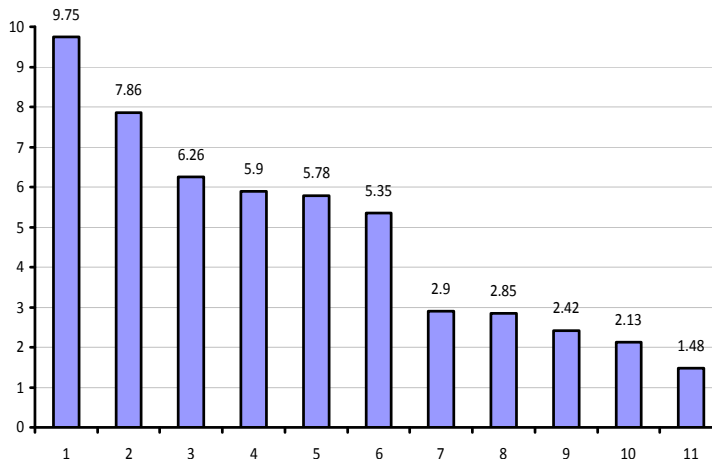


Рис. 13

Висновки

У статті наголошується на необхідності захисту військ у польових ФС, конструкції покриття яких мають бути стійкими до ударно-вибухової дії крилатих і балістичних ракет.

Наведено методичний підхід щодо визначення стійкості покриття польових ФС до ударно-вибухової дії крилатих і балістичних ракет та результати розрахунків щодо визначення необхідної товщини цього покриття, що влаштовано з найбільш доступних у польових умовах будівельних матеріалів – ґрунту, піску, глини, каменю, бетону та залізобетону.

Перспективним напрямом подальших досліджень є розроблення на основі запропонованого методичного підходу методики з визначення стійкості покриття польових ФС до ударно-вибухової дії сучасної ракетної зброї.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Военно-историчний опис російсько-української війни. Вип. 13: березень 2023 року / МО України, ГШ ЗС України. – Київ, МО України, 2023. – 178 с.
2. Эффективность ракетных комплексов: учебное пособие. Кн. 2 / С. Н. Ельцин; Балт. гос. техн. ун-т. – СПб., 2018. 117 с.
3. Балаганский И.А., Мерзиевский Л.А. Действие средств поражения и боеприпасов. Учебник. Новосибирск. НГТУ. 2004. 408 с.
4. Волощенко О.І., Кушніренко М.Г., Черних І.В. Удосконалення методики розрахунку конструкцій покриття закритих польових фортифікаційних споруд для забезпечення живучості військ у сучасному збройному конфлікті. *Опір матеріалів і теорія споруд*: 2020. № 106. С. 282–295.
5. Kotsiuruba V. I., Datsenko I. P., Dachkovsky V. O., Cherevko R. M., Androshchuk O. V., Tsybizov A. L., Kryvtun V. I. Methodological and scientific approach into the process of calculation a multilayer underground protective structure. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-andtechnical collected articles*. Kyiv: KNUBA, 2021. Issue 107. P. 159–169.
6. Kotsiuruba V.I., Datsenko I.P., Dachkovsky V.O., Tkach M.Y., Holda O.L., Holda M.A., Klontsak M.Y., Mykhailova A.V. Justification of the requirements for the construction of protective structures by means underground workings in an explosive manner // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*. – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 106. – P. 129–140.
7. Косенко В., Волощенко О.І., Кушніренко М.Г. Визначення стійкості конструкцій польових фортифікаційних споруд закритого типу від ударної хвилі ядерного вибуху // *Опір матеріалів і теорія споруд*: 2022. № 109. С. 387–402.
8. Волощенко О.І., Ковбаса О.Ю. Методика оцінювання спроможностей військ з фортифікаційного обладнання своїх позицій в операції (бойових діях). *Збірник наукових праць ЦНДІ ЗС України*. Київ, 2020. № 1(92). С. 94–100.
9. Ананич С.А., Бузник П.К., Сухарев А.И. Фортификация. Учебник для военно-инженерных училищ. Москва, 1992. 452 с.
10. Войсковые фортификационные сооружения. Москва: Военное издательство, 1984. 720 с.
11. Кушніренко М.Г., Ворочич Б.О., Лісневський В.В. Будівельні матеріали, конструкції та основи механіки військово-інженерних споруд. Київ: НАОУ, 2000. 67 с.
12. Малаховский Е. К. Стрельба на поражение опорных пунктов. Москва: Военное издательство, 1978. 112 с.
13. У. Бейкер, П. Кокс, П. Уэстайн, Дж. Кулеш, Р. Стрелюу. Взрывные явления. Оценка и последствия. Часть 1. Москва: Издательство «Мир», 1986. 319 с.
14. Зелена книга з питань захисту критичної інфраструктури в Україні: зб. матеріалів міжнар. експерт. нарад / Упоряд. Д. С. Бірюков, С. І. Кондратов; за заг. ред. О.М. Суходолі. Київ. НІСД, 2016. 176 с.

REFERENCES

1. Voinno-istorychnyi opys rosiisko-ukrainskoi viiny (Military-historical description of the russian-Urainian war): Vup. 13: berezen 2023 roku / MO Ukrainy, HSh ZS Ukrainy. – Kyiv, MO Ukrainy, 2023. – 178 s. (in Ukrainian).
2. Effektivnost raketnykh kompleksov: uchebnoe posobyе. Kn. 2 (Effectiveness of missile complexes: textbook. Book 2)/ S.N. Eltsyn; Balt. hos. tekhn. un-t. – SPb. 2018. 117 s. (in Russian).
3. Balahanskyi Y. A., Merzhyevskiy L. A. Deistvye sredstv porazheniya y boeprypasov: Uchebnyk (Action of weapons of destruction and ammunition: Textbook). Novosybyrsk. NHTU. 2004. 408 s. (in Russian).
4. Voloshchenko O. I., Kushnirenko M. H., Chernykh I. V. Udoskonalennia metodyky rozrakhunku konstruktсии pokryttaa zakrytykh polovykh fortyfikatsiinykh sporud dla zabezpechennia zhyvuchosti viisk u suchasnomu zbroynomu konflikti (Improvement of the methodology for calculating the structures of the cover of closed field fortifications to ensure the survivability of troops in a modern war conflict). *Opir materialiv i teoriia sporud*: 2020. № 106. S. 282–295. (in Ukrainian).

5. *Kotsiuruba V. I., Datsenko I. P., Dachkovsky V. O., Cherevko R. M., Androshchuk O. V., Tsybizov A. L., Kryvtsun V. I.* Methodological and scientific approach into the process of calculation a multilayer underground protective structure. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-andtechnical collected articles*. Kyiv: KNUBA, 2021. Issue 107. P. 159–169. (in Ukrainian).
6. *Kotsiuruba V. I., Datsenko I. P., Dachkovsky V. O., Tkach M. Y., Holda O. L., Holda M. A., Klontsak M. Y., Mykhailova A. V.* Justification of the requirements for the construction of protective structures by means underground workings in an explosive manner // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 106. – P. 129–140. (in Ukrainian).
7. *Kosenko V. S., Voloshchenko O. I., Kushnirenko M. G.* Determination of the enclosed-type field fortifications structures resistance against the nuclear explosion shock wave. *Opir materialiv i teorii sporud*: 2022. № 109. S. 387–402. (in Ukrainian).
8. *Voloshchenko O. I., Kovbasa O. Y.* Metodyka otsiniuvannya spromozhnosti viisk z fortyfikatsiinoho obladnannya svoikh pozytsii v operatsii (boiovykh diiakh) (Methodology for assessing the capabilities of the troops from the fortification equipment of their positions in the operation (combat operations)). *Zbirnyk naukovykh prats TsNDI ZS Ukrainy*. Kyiv, 2020. № 1 (92). S. 94–100. (in Ukrainian).
9. *Ananych S. A., Buznyk P. K., Sukharev A. I.* Fortyfykatsiya. Uchebnyk dlia voenno-ynzhenernykh uchylshch. (Fortification. Textbook for military engineering colleges) Moskva, 1992. 452 s. (in Russian).
10. *Voiskovyie fortyfykatsyonnyie sooruzheniya. (Military fortifications)* Moskva: Voennoe izdatelstvo, 1984. 720 s. (in Russian).
11. *Kushnirenko M. H., Vorovykh B. O., Lisnevskiy V. V.* Budivelni materialy, konstruktsii ta osnovy mekhaniky viiskovo-inzhenernykh sporud (Building materials, constructions and basics of mechanics of military engineering structures). Kyiv: NAOU, 2000. 67 s. (in Ukrainian).
12. *Malakhovskiy E. K.* Strelba na porazhenye opornykh punktov (Shooting to destroy strongholds). Moskva: Voennoe izdatelstvo, 1978. 112 s. (in Russian).
13. *U. Beiker, P. Koks, P. Uestain, Dg. Kulesh, R. Strelou.* Vzryvnye yavleniya. Otsenka i posledstvyia. Chast 1 (Explosive events. Assessment and consequences. Part 1). Moskva: Izdatelstvo «Mir», 1986. 319 s. (in Russian).
14. *Zelena knyha z pytan zakhystu krytychnoi infrastruktury v Ukraini: zb. materialiv mizhnar. ekspert. narad / Uporiad. D. S. Biriukov, S. I. Kondratov; za zah. red. O. M. Sukhodoli.* – Kyiv. NISD, 2016. – 176 s. (in Ukrainian).

Стаття надійшла 04.09.2023

Voloshchenko O.I., Kosenko V.S., Kovbasa O.Yu., Chernykh I.V., Kaplia I.O.

METHODICAL APPROACH TO DETERMINING THE RESISTANCE OF FIELD FORTIFICATION COATING STRUCTURES BUILT TO THE SHOCK-EXPLOSIVE IMPACT OF MODERN MISSILE WEAPONS

The purpose of the article is to publicize a methodical approach to determining the stability of cover structures of field fortifications to the shock-explosive action of modern missile weapons, in particular cruise and ballistic missiles.

The purpose of this article is to present a methodological approach for determining the resistance of the cover structures of field fortifications to the impact and explosive effects of modern missile weapons, in particular cruise and ballistic missiles.

The analysis shows that currently, the most dangerous means of fire destruction for troops are long-range cruise and ballistic missiles with high explosive effect. Under such conditions, the most effective way to protect troops is to shelter them in field fortifications, the cover structures of which are resistant to the impact and explosive effects of these missiles.

The article presents a methodological approach to determining the resistance of the cover structures of field fortifications to the impact and explosive effects of cruise and ballistic missiles and the results of determining the required thickness of the cover of these structures, which are made of the most readily available building materials in the field – soil, sand, clay, stone, concrete and reinforced concrete.

The scientific novelty of the proposed methodological approach lies in the comprehensive consideration of a set of indicators quantifying the main tactical and technical characteristics of modern cruise and ballistic missiles, their flight and trajectory parameters, as well as indicators taking into account the most important properties of materials for the construction of a penetration and emission protection cover of a field fortification.

Key words: field fortifications, missile weapons, stability.

УДК 358.211

Волощенко О.І., Косенко В.С., Ковбаса О.Ю., Черних І.В., Капля І.О. Методичний підхід щодо визначення стійкості конструкцій покриття польових фортифікаційних споруд до ударно-вибухової дії сучасної ракетної зброї // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 178-187. Запропоновано методичний підхід щодо визначення стійкості конструкцій покриття польових фортифікаційних споруд до ударно-вибухової дії сучасної ракетної зброї, зокрема крилатих і балістичних ракет.

Табл. 3. Іл. 13. Бібліогр. 14 назв.

UDC 358.211

Voloshchenko O.I., Kosenko V.S., Kovbasa O.Yu., Chernykh I.V., Kaplia I.O. Methodical approach to determining the resistance of field fortification coating structures built to the shock-explosive impact of modern missile weapons // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and technical collected articles. – K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 178-187.

A methodological approach is proposed to determine the resistance of coating structures of field fortifications to the shock-explosive effects of modern missile weapons.

Tabl. 13. Fig. 13. Ref. 14.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат військових наук, старший дослідник, провідний науковий співробітник З НДУ Центрального науково-дослідного інституту Збройних Сил України, ВОЛОЩЕНКО Олександр Іванович.

Адреса: 03049 Україна, м. Київ, Повітрофлотський пр., 28б, Центральний науково-дослідний інститут Збройних Сил України, Волощенко Олександр Іванович.

Мобільний тел.: + 38(063) 325 08 45

E-mail: vaikiev63@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-2717-1283>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат військових наук, старший науковий співробітник З НДУ Центрального науково-дослідного інституту Збройних Сил України, КОСЕНКО Віталій Сергійович.

Адреса робоча: 03049 Україна, м. Київ, Повітрофлотський пр., 28б, Центральний науково-дослідний інститут Збройних Сил України, Косенко Віталій Сергійович

Мобільний тел.: + 38(098) 440 28 60

E-mail: kvcl1973@meta.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1724-6918>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): ад'юнкт Центрального науково-дослідного інституту Збройних Сил України, КОВБАСА Олександр Юрійович.

Адреса: 03049 Україна, м. Київ, Повітрофлотський пр., 28, Центральний науково-дослідний інститут Збройних Сил України, Ковбаса Олександр Юрійович.

Мобільний тел.: + 38(068) 639 78 97

E-mail: kolbasey2607@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-5854-5896>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат військових наук, доцент, заступник начальника інституту логістики і підтримки військ (сил) Національного університету оборони України, ЧЕРНИХ Ігор Вікторович.

Адреса: 03049 Україна, м. Київ, Повітрофлотський пр., 28, Національний університет оборони України, Черних Ігор Вікторович.

Роб. тел.: + 38(044) 2710938

E-mail: igor-chernuh@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-5144-6921>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): ад'юнкт Національного університету оборони України, КАПЛІЯ Ілля Олексійович.

Адреса: 03049 Україна, м. Київ, Повітрофлотський пр., 28, Національний університет оборони України, Капля Ілля Олексійович.

Мобільний тел.: + 38(067) 527 88 65

E-mail: kaplia1607@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1424-4175>

УДК 621.923

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОЛІВЦЯ ПРАВЛЕННЯ ШЛІФУВАЛЬНОГО КРУГА

І.В. Бельмас,

д-р техн. наук, професор

О.І. Білоус,

канд. техн. наук, доцент

Г.І. Танцура,

канд. техн. наук, доцент

І.С. Пузирецький,

пошукач третього (Phd) рівня вищої освіти

О.І. Шабля,

пошукач другого (магістерського) рівня вищої освіти

Дніпровський державний технічний університет, Кам'янське

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.188-197

З використанням функції напружень Ері розроблено алгоритм визначення просторового напружено-деформованого стану алмазного олівця для правки абразивного круга. Врахована двошарова шарувата структура системи зерно-зв'язка. Алгоритм враховує наступне: значення та розподіл нормального та дотичного навантаження прикладеного до абразивного зерна шляхом завдання їх рядами Фур'є із заданою кількістю членів складання; умову приєднання абразивного зерна до оправки шаром матеріалу зв'язки в напрямку що збігається з напрямом радіусу-вектора для точки взаємодії круга та олівця; обмеженість переміщення зерна алмазу в ортогональних напрямках. Алгоритмом передбачено формування систем алгебраїчних рівнянь четвертого порядку, зумовлених умовою сумісного деформування шарів. Кількість систем відповідає кількості прийнятих членів сум в рядах Фур'є. Розв'язок систем дозволяє знайти невідомі вектори коефіцієнтів прийнятої функції Ері. Відомі коефіцієнти дозволяють визначити напружено-деформований стан системи «абразивне зерно-зв'язка». Урахування напружень дозволяє на стадії розробки технології правки обирати раціональні геометричні та механічні параметри зв'язки.

Ключові слова: олівець для правки абразивного круга, двошаровий композит, механічні властивості матеріалі, переміщення, напруження, навантаження, функція напружень Ері.

Постановка проблеми. В процесі абразивної обробки стружка з поверхні виробу знімається дискретними абразивними зернами. Вони зношуються, руйнуються, руйнується зв'язка – матеріал яким вони приєднані до інструменту. В процесі металообробки утворюється і стружка, і металевий пил. Останній, за високої температури в зоні різання, спікається. Робоча поверхня шліфувального інструменту втрачає свою початкову форму та різальну здатність. Відновлюють робочу поверхню різними інструментами, зокрема алмазними олівцями. Сили взаємодії абразивного інструменту та олівця впливають на рівень напружень в абразивному зерні та в матеріалі яким він приєднаний до оправки олівця. Циклічно змінні напруження впливають на витривалість абразивного зерна та матеріалу його приєднання до інструменту правлення. Встановлення зв'язку напружено-деформованого стану інструменту відновлення та його силової взаємодії з абразивним кругом актуальна науково-технічна задача. Її розв'язання дозволить оптимізувати технологічний процес відновлення робочих поверхонь інструменту абразивної обробки металів.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. В дисертації [1] описані особливості зміни форми різальної поверхні спричинені температурно-силовими факторами. В роботі [2] для підвищення ефективності запропоновано шліфування здійснювати з додатковими проміжними правками. В статті [3] теоретичними і експериментальними дослідженнями встановлено режим алмазної правки абразивних кругів на керамічній зв'язці за мікро або

макроруйнування зерен. Запропоновано формули для визначення глибини правки шліфувальних кругів за різних форм їх спрацювання, показано, що умови алмазної правки впливають на стан робочої поверхні інструменту. Остання визначає якість механообробки поверхні, продуктивність і собівартість шліфування. В роботі [4] доведено що захист алмазно-гальванічного покриття алмазним мікропорошком підвищує стійкість роликів для правки. Доведена можливість керованого формування робочої поверхні абразивного круга правкою алмазним інструментом на різних операціях шліфування [5]. В визначенні гранично можливі глибини правки шліфувального круга алмазним інструментом. Встановлені закономірності руйнування абразивних зерен та рекомендовані методи прийняття технології правки шліфувальних кругів на різних операціях шліфування. Вони забезпечують підвищення якості та ефективності металообробки. Обґрунтовано, виготовлено зразки шліфувального інструменту, роликів з алмазу та кубічного нітриду бору та передано для дослідно-виробничих випробувань на підприємства України [6]. Дисертація [7] спрямована на підвищення ефективності абразивної обробки та правки. Розроблено новий підхід до визначення зносу профілю круга в залежності від об'ємів матеріалу, який зрізається та деформується [8]. В монографії [9] показана ефективність оцінювання стану абразивного зерна за відносним об'єм зерна, де напруження перевищують його міцність. Показано що переміщенням алмазного олівця за межами осовій площині шліфувального круга можна впливати на похибку його профілювання [10].

Наведене показує що відомі дослідження охоплюють різноманітні аспекти взаємодії абразивного круга та інструменту для відновлення характеристик його робочої поверхні. Разом з тим їх результати не дозволяють сформулювати алгоритм визначення напружено-деформованого стану (НДС) робочої складової алмазного олівця правлення.

Формулювання мети статті. Метою статті є обґрунтування та формулювання алгоритму визначення НДС системи «алмаз-матеріал його приєднання» алмазного олівця правки шліфувальних кругів.

Викладення основного матеріалу. Розглянемо алмаз та матеріал яким він приєднаний до інструменту як ізотропні лінійно пружні тіла призматичної форми. Вони утворюють двохшарову систему призматичної форми. За основу призми приймаємо квадрат зі стороною розміром a . Квадрат розташований в площині паралельній осям координат x та y . Висоту алмазу позначимо h . Товщину матеріалу приєднання (зв'язки) – δ . Для зручності шарам надамо номери. Абразивному зерну надамо номер один, матеріалу зв'язки - два. Номери шарів додаємо до індексів величин що стосуються конкретних шарів. Віднесемо зерно з матеріалом його приєднання до прямокутної системи координат x - y - z . Початок осі z суміσιμο з площиною взаємодії зерна та матеріалу зв'язки.

Бічні грані зерна в інструменті правки закріплені. Приймемо що і в системи бічні грані не рухомі в напрямках їм ортогональним. Робоча поверхня алмазу навантажена нормальною $P(x,y)$ та дотичною $T(x,y)$ розподіленими силами. Сформулюємо наведене у формі наступних граничних умов:

$$\text{коли } x=0 \vee x=a \quad u_{1,x}=u_{2,x}=0, \quad (\text{а})$$

$$\text{коли } y=0 \vee y=a \quad u_{1,y}=u_{2,y}=0, \quad (\text{б})$$

$$\text{коли } z=\delta \quad u_{2,z}=0, \quad (\text{в})$$

$$\text{коли } z=-h \quad Z_{1,z}=P(x,y) \wedge Z_{1,x}=T(x,y) \wedge Z_{1,y}=T(x,y). \quad (\text{г})$$

Абразивне зерно в площині $z=0$ з'єднано з матеріалом зв'язки. Вказане супроводжується рівністю переміщень та напружень – умовами сумісності деформування:

$$\text{коли } z=0 \quad u_{1,x}=u_{2,x} \wedge u_{1,y}=u_{2,y}, \quad Z_{1,z}=Z_{2,z} \wedge Z_{1,x}=Z_{2,x} \wedge Z_{1,y}=Z_{2,y}. \quad (\text{д})$$

В статті [11], з використанням рівняння узагальненого закону Гука та рівняння рівноваги, отримано систему вихідних диференціальних рівнянь в окремих похідних. Після її домноження на спеціально підібрану функцію отримано систему редукованих диференціальних рівнянь. Для її розв'язання використали ряди Фур'є. На нашу думку

задачу можна розв'язати за більш простим алгоритмом. Так просторовий НДС пружного тіла, за класичною лінійною теорією пружності, можна визначити скориставшись функцією напружень $\epsilon_{ri} - \varphi$. Показники такого стану в прямокутній системі координат визначаються наступними виразами [12].

$$\begin{aligned} X_x &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial x^2} \right) \varphi, \quad Y_y = \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \varphi, \quad Y_x = \frac{\partial^3 \varphi}{\partial x \partial y \partial z}, \quad u_x = -\frac{1}{2G} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial z}, \\ u_y &= -\frac{1}{2G} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \partial z}, \quad u_z = \frac{1}{2G} \left(2(1-\mu) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \varphi, \quad Z_z = \frac{\partial}{\partial z} \left((2-\mu) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \varphi, \\ Z_x &= \frac{\partial}{\partial x} \left((1-\mu) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \varphi, \quad Z_y = \frac{\partial}{\partial y} \left((1-\mu) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \varphi, \end{aligned} \quad (3)$$

де $\Delta^2(\dots) = \frac{\partial^2 \dots}{x^2} + \frac{\partial^2 \dots}{y^2} + \frac{\partial^2 \dots}{z^2}$; u_x, u_y, u_z – переміщення; X_x, Y_y, Z_z – нормальні напруження;

Z_x, Z_y – дотичні напруження; G – модуль зсуву.

Для розв'язку поставленої задачі, прийємо наступну бігармонійну функцію напружень.

$$\varphi = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \left(A_{mn} e^{\rho_{m,n} z} + B_{mn} e^{-\rho_{m,n} z} + C_{mn} e^{\rho_{m,n} z} z + D_{mn} e^{-\rho_{m,n} z} z \right) \times \cos(\rho_{m,0} x) \cos(\rho_{0,n} y), \quad (4)$$

де m, n цілі числа; $\rho_{m,n} = \frac{\pi}{a} \sqrt{m^2 + n^2}$; $A_{mn}, B_{mn}, C_{mn}, D_{mn}$ – вектори значень невідомих сталих коефіцієнтів.

Кількість граничних умов перевищує кількість векторів значень невідомих коефіцієнтів функції (4). Звизимо поставлену задачу. Розглянемо випадок коли закони розподілу зовнішніх навантажень вздовж осей x та y (1 г) збігаються. Задамо їх добутками рядів Фур'є.

$$\begin{aligned} P(x, y) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} (p_m p_n) \cos(\rho_{m,0} x) \cos(\rho_{0,n} y) + \sum_{m=1}^{\infty} p_m \cos(\rho_{m,0} x) p_0 + \sum_{n=1}^{\infty} p_n \cos(\rho_{0,n} y) p_0 + p_0^2, \\ T(x, y) &= \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} (t_m t_n) \sin(\rho_{m,0} x) \sin(\rho_{0,n} y), \end{aligned} \quad (5)$$

де p_m, p_n, t_m, t_n – коефіцієнти рядів.

До того ж прийємо, що $p_m = p_n \wedge t_m = t_n$.

Завдання зовнішнього впливу на інструмент добутками двох конгруентних функцій розподілу зовнішніх навантажень вздовж осей x та y дозволяє знайти рішення для однієї функції. Остаточні рішення отримати як добуток визначених залежностей.

Вказане, на цьому етапі, дозволяє просторово задачу замінити плоскою. Розв'язувати її в площині $x-z$. Абразивне зерно та матеріал приєднання його до оправки олівця розглянемо як ізотропні пружні тіла що утворюють двошаровий композит. Бігармонійні функції напружень (4) для них прийємо в наступному вигляді.

$$\varphi_{\omega} = \sum_{m=1}^{\infty} \left(A_{\omega,m} e^{\rho_{m,0} z} + B_{\omega,m} e^{-\rho_{m,0} z} + C_{\omega,m} e^{\rho_{m,0} z} z + D_{\omega,m} e^{-\rho_{m,0} z} z \right) \cos(\rho_{m,0} x), \quad (6)$$

де $\omega=1, 2$ – номер шару матеріалу; $\rho_m = \frac{\pi m}{a}$; $A_{\omega,m}, B_{\omega,m}, C_{\omega,m}, D_{\omega,m}$ – вектори значень невідомих коефіцієнтів.

Переміщення та напруження як не залежні від координати y величини, за прийнятої функції (4), відповідно залежностей (3) набувають наступних форм.

$$u_z = \frac{-1}{2G} \sum_{m=1}^{\infty} \left(\left(A_m e^{\rho_{m,0} z} + B_m e^{-\rho_{m,0} z} \right) \rho_{m,0} + C_m e^{\rho_{m,0} z} \times \right. \\ \left. \times (4\mu + \rho_{m,0} z - 2) + D_m e^{-\rho_{m,0} z} (2 + \rho_{m,0} z - 4\mu) \right) \cos(\rho_{m,0} x), \quad (a)$$

$$u_x = \frac{-1}{2G} \sum_{m=1}^{\infty} \left(\left(A_m e^{\rho_{m,0} z} - B_m e^{-\rho_{m,0} z} \right) \rho_{m,0} + C_m e^{\rho_{m,0} z} \times \right. \\ \left. \times (\rho_{m,0} z + 1) + D_m e^{-\rho_{m,0} z} (1 - \rho_{m,0} z) \right) \rho_{m,0} \sin(\rho_{m,0} x), \quad (б)$$

$$Z_z = - \sum_{m=1}^{\infty} \left(\left(A_m e^{\rho_{m,0} z} - B_m e^{-\rho_{m,0} z} \right) \rho_{m,0} + C_m e^{\rho_{m,0} z} \times \right. \\ \left. \times (2\mu - 1 + \rho_{m,0} z) + D_m e^{-\rho_{m,0} z} (2\mu - 1 - \rho_{m,0} z) \right) \rho_{m,0}^2 \cos(\rho_{m,0} x), \quad (в)$$

$$X_x = - \sum_{m=1}^{\infty} \left(\left(A_m e^{\rho_{m,0} z} - B_m e^{-\rho_{m,0} z} \right) \rho_{m,0} + C_m e^{\rho_{m,0} z} (2\mu + 1 + \rho_{m,0} z) + \right. \\ \left. + D_m e^{-\rho_{m,0} z} (2\mu + 1 - \rho_{m,0} z) \right) \rho_{m,0}^2 \sin(\rho_{m,0} x), \quad (г)$$

$$X_z = - \sum_{m=1}^{\infty} \left(\left(A_m e^{\rho_{m,0} z} + B_m e^{-\rho_{m,0} z} \right) \rho_{m,0} + C_m e^{\rho_{m,0} z} \times \right. \\ \left. \times (2\mu + \rho_{m,0} z) + D_m e^{-\rho_{m,0} z} (\rho_{m,0} z - 2\mu) \right) \rho_{m,0}^2 \sin(\rho_{m,0} x). \quad (д) \quad (7)$$

З граничних умов (1в) та (1г) та виразів (7) маємо співвідношення окремих векторів коефіцієнтів.

$$\left(A_{2,m} e^{\rho_{m,0} \delta} + B_{2,m} e^{-\rho_{m,0} \delta} \right) \rho_{m,0} + C_{2,m} e^{\rho_{m,0} \delta} \times (4\mu_2 + \rho_{m,0} \delta - 2) + D_{2,m} e^{-\rho_{m,0} \delta} (2 + \rho_{m,0} \delta - 4\mu_2) = 0, \\ \left(A_{2,m} e^{\rho_{m,0} \delta} - B_{2,m} e^{-\rho_{m,0} \delta} \right) \rho_{m,0} + C_{2,m} e^{\rho_{m,0} \delta} \times (\rho_{m,0} \delta + 1) + D_{2,m} e^{-\rho_{m,0} \delta} (1 - \rho_{m,0} \delta) = 0, \\ \left(A_{1,m} e^{-\rho_{m,0} h} - B_{1,m} e^{\rho_{m,0} h} \right) \rho_{m,0} + C_{1,m} e^{-\rho_{m,0} h} \times (2\mu_1 - 1 - \rho_{m,0} h) + D_{1,m} e^{\rho_{m,0} h} (2\mu_1 - 1 + \rho_{m,0} h) = -\frac{p_m}{\rho_{m,0}}, \\ \left(A_{1,m} e^{-\rho_{m,0} h} + B_{1,m} e^{\rho_{m,0} h} \right) \rho_{m,0} + C_{1,m} e^{-\rho_{m,0} h} \times (2\mu_1 - \rho_{m,0} h) - D_{1,m} e^{\rho_{m,0} h} (\rho_{m,0} h + 2\mu_1) = -\frac{t_m}{\rho_{m,0}^2}. \quad (8)$$

З наведених співвідношень (8) визначимо значення чотирьох векторів коефіцієнтів.

$$A_{1,m} = -C_{1,m} \frac{4\mu_1 - 1 - 2\rho_{m,0} h}{2\rho_{m,0}} - D_{1,m} e^{2\rho_{m,0} h} \frac{4\mu_1 - 1 + 2\rho_{m,0} h}{2\rho_{m,0}} - \frac{p_m + t_m}{2\rho_{m,0}^3 e^{-\rho_{m,0} h}}, \\ B_{1,m} = C_{1,m} \frac{e^{-2\rho_{m,0} h}}{2\rho_{m,0}} - D_{1,m} \frac{2\rho_{m,0} h - 1}{2\rho_{m,0}} + \frac{p_m - t_m}{2\rho_{m,0}^3 e^{\rho_{m,0} h}}, \\ A_{2,m} = -C_{2,m} \frac{4\mu_2 + 2\rho_{m,0} \delta - 1}{2\rho_{m,0}} + D_{2,m} e^{-2\rho_{m,0} \delta} \frac{4\mu_2 - 3}{2\rho_{m,0}} = 0, \\ B_{2,m} = C_{2,m} e^{2\rho_{m,0} \delta} \frac{3 - 4\mu_2}{2\rho_{m,0}} - D_{2,m} \frac{1 + 2\rho_{m,0} \delta - 4\mu_2}{2\rho_{m,0}} = 0. \quad (9)$$

Отримані вирази (9) скоротили кількість невідомих векторів коефіцієнтів до чотирьох. Оберемо їх значення з умов (1) для змінних залежних від координати x . Для цього сформуємо $(M-1)$ систем лінійних алгебраїчних рівнянь чотирма невідомими.

$$\begin{cases} \alpha_{11} C_{2,m} + \alpha_{12} D_{2,m} + \alpha_{13} A_{1,m} + \alpha_{14} B_{1,m} = \beta_1 \\ \alpha_{21} C_{2,m} + \alpha_{22} D_{2,m} + \alpha_{23} A_{1,m} + \alpha_{24} B_{1,m} = \beta_2 \\ \alpha_{31} C_{2,m} + \alpha_{32} D_{2,m} + \alpha_{33} A_{1,m} + \alpha_{34} B_{1,m} = \beta_3 \\ \alpha_{41} C_{2,m} + \alpha_{42} D_{2,m} + \alpha_{43} A_{1,m} + \alpha_{44} B_{1,m} = \beta_4 \end{cases}, \quad (10)$$

де

$$\begin{aligned} \alpha_{11} &= -2\rho_{m,0}\delta - 1 + e^{2\rho_{m,0}\delta} (4\mu_2 - 3); \quad \alpha_{12} = e^{-2\rho_{m,0}\delta} (4\mu_2 - 1 - 2\rho_{m,0}\delta) + 1; \\ \alpha_{13} &= \frac{E_1}{E_2} (2\rho_{m,0}h + 1 - e^{2\rho_{m,0}h}); \quad \alpha_{14} = \frac{E_1}{E_2} (1 - 2\rho_{m,0}h - e^{-2\rho_{m,0}h}); \\ \alpha_{21} &= 2\rho_{m,0}\delta - 1 + e^{2\rho_{m,0}\delta} (4\mu_2 - 3); \quad \alpha_{22} = -e^{-2\rho_{m,0}\delta} (4\mu_2 - 1 - 2\rho_{m,0}\delta) - 3; \\ \alpha_{23} &= \frac{E_1}{E_2} (1 - 2\rho_{m,0}h - e^{2\rho_{m,0}h}); \quad \alpha_{24} = \frac{E_1}{E_2} (e^{-2\rho_{m,0}h} - 1 - 2\rho_{m,0}h); \\ \alpha_{31} &= 2\rho_{m,0}\delta + 3 - 4\mu_2 + e^{2\rho_{m,0}\delta} (4\mu_2 - 3); \quad \alpha_{32} = -e^{-2\rho_{m,0}\delta} (1 - 4\mu_2 + 2\rho_{m,0}\delta) - 1 + 4\mu_2; \\ \alpha_{33} &= \frac{1 + \mu_1}{1 + \mu_2} (4\mu_1 - 2\rho_{m,0}h - 3 - e^{2\rho_{m,0}h}); \quad \alpha_{34} = \frac{1 + \mu_1}{1 + \mu_2} (3 - 4\mu_1 - 2\rho_{m,0}h - e^{-2\rho_{m,0}h}); \\ \alpha_{41} &= -2\rho_{m,0}\delta + 3 - 4\mu_2 + e^{2\rho_{m,0}\delta} (4\mu_2 - 3); \quad \alpha_{42} = -e^{-2\rho_{m,0}\delta} (4\mu_2 - 1 - 2\rho_{m,0}\delta) + 5 - 4\mu_2; \\ \alpha_{43} &= \frac{1 + \mu_1}{1 + \mu_2} (4\mu_1 + 2\rho_{m,0}h - 3 - e^{2\rho_{m,0}h}); \quad \alpha_{44} = \frac{1 + \mu_1}{1 + \mu_2} (4\mu_1 - 3 - 2\rho_{m,0}h - e^{-2\rho_{m,0}h}); \\ \beta_1 &= -\frac{(p_m + t_m)e^{-\rho_{m,0}h} + (p_m - t_m)e^{\rho_{m,0}h}}{E_2\rho_{m,0}^2}; \quad \beta_2 = -\frac{(p_m + t_m)e^{-\rho_{m,0}h} - (p_m - t_m)e^{\rho_{m,0}h}}{E_2\rho_{m,0}^2}; \\ \beta_3 &= (1 + \mu_1) \frac{(p_m + t_m)e^{-\rho_{m,0}h} - (p_m - t_m)e^{\rho_{m,0}h}}{E_2\rho_{m,0}^2(1 + \mu_2)}; \\ \beta_4 &= -(1 + \mu_1) \frac{(p_m + t_m)e^{-\rho_{m,0}h} + (p_m - t_m)e^{\rho_{m,0}h}}{E_2\rho_{m,0}^2(1 + \mu_2)}. \end{aligned}$$

Розв'язання систем лінійних алгебраїчних рівнянь четвертого порядку (10) дозволяє знайти невідомі значення векторів коефіцієнтів. Останні дозволяють за виразами (7) знайти значення показників НДС в площині x - z . Перемноживши знайдені розподіли показників плоского НДС абразивного зерна та зв'язки в площинах x - z з відповідними конгруентними показниками в площинах y - z отримаємо вирази для визначення показників просторового НДС зерна та матеріалу його приєднання до оправки.

У функції напружень (6), відповідно, і у залежних від неї виразах показників НДС має безмежну кількість членів сум ($m \rightarrow \infty$). В практиці кількість складових сум обмежують. Їх кількість обирають з умови отримання достатнього рівня точності шуканого рішення.

Загалом, сформована послідовність становить шуканий алгоритм.

Скористаємося отриманим алгоритмом визначимо НДС абразивного зерна та зв'язки алмазного олівця. Прийmemo що в олівці використано абразивне зерно призматичної форми з основою у формі квадрата зі стороною 0,1мм та висотою 0.05 мм. Модуль його пружності 1000 Гпа. Модуль пружності матеріалу зв'язки на півтора порядки менший. Його товщина 0,25мм. Робоча поверхня абразивного зерна навантажена розподіленою нормальною та дотичною розподіленими силами в 1МПа. Прикладені сили в межах $0 \leq x \leq a/2, 0 \leq y \leq a/2$. Коефіцієнти рядів Фур'є (5) за таких умов визначаються залежностями

$$p_m = \frac{2}{a} \int_0^{a/2} \cos(\rho_{m,0}x) dx; \quad t_m = \frac{2}{a} \int_0^{a/2} \sin(\rho_{m,0}x) dx.$$

Кількість складових в сумах вище отриманих виразах приймали рівною двадцяти. На наведених далі графіках показані розподіли показників НДС абразивного зерна та зв'язки

алмазного олівця. На рисунках 1 та 2 показані розподіли нормальних та дотичних напружень в абразивному зерні по поверхнях $z=0$ та $z=-h$.

Визначені розподіли нормальних напружень Z_z зумовлені сумісною дією нормальних та дотичних навантажень прикладених до частини поверхні зерна. Поверхня 1 відтворює характер прикладення зовнішнього навантаження $P(xy)$ (5). Характер розподілу нормальних напружень (поверхня 2) визначений сумісною дією дотичних та нормальних навантажень. Максимум нормальних напружень практично вдвічі менший тому, що напруження перерозподілилися по перерізу площі якого більша за площу дії зовнішніх навантажень.

Розподіли напружень нормальних та дотичних (поверхні 1) рисунків 1 та 2 збігаються тому що збігаються розподіли дотичних та нормальних напружень. Водночас дотичні напруження практично рівномірно розподілені по грані абразивного зерна протилежній навантаженій.

Переміщення поверхонь абразивного зерна $z=0$ та $z=-h$ наведені на рисунку 3.

Згідно отриманих графічних зображень поверхонь що описують переміщення граней абразивного зерна віддалена від шліфувального круга грань зерна практично не деформується. Відповідно, практично, не деформується і матеріал що приєднує зерно до оправки інструменту. Згідно виконаних розрахунків деформації зерна в напрямках осей x та y безмежно малі.

Висновки. Абразивне зерно, разом з матеріалом його приєднання до оправки олівця правлення, робочої поверхні абразивних кругів становить собою композитну систему складену з двох пружних тіл. В межах лінійної теорії пружності, з використанням функції напружень, з урахуванням довільного характеру навантаження робочої грані абразивного зерна,

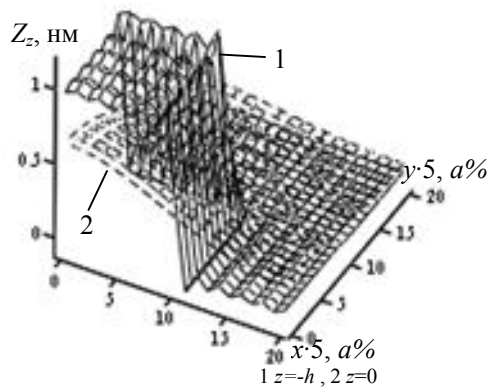


Рис. 1. Розподіл вздовж осей x та y нормальних напружень Z_z по поверхнях абразивного зерна

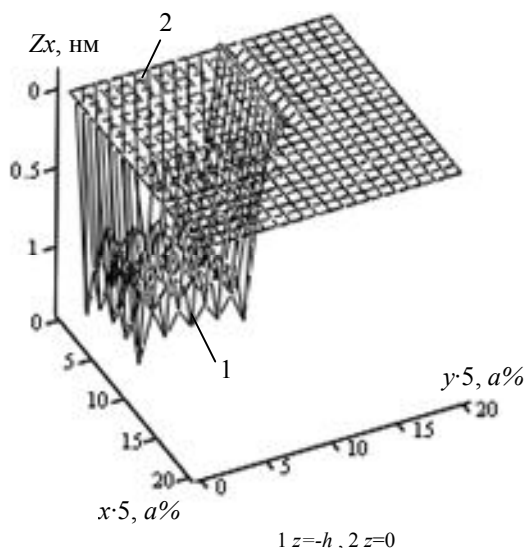


Рис. 2. Розподіл вздовж осей x та y дотичних напружень Z_x по поверхнях абразивного зерна

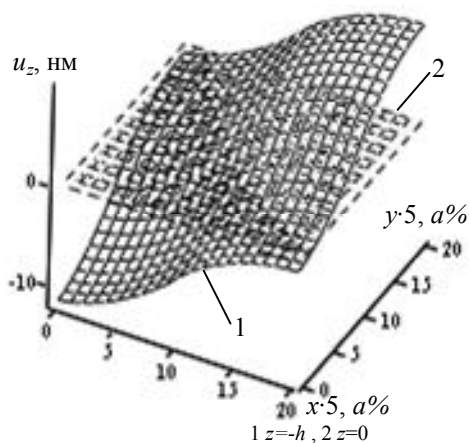


Рис. 3. Розподіл переміщень поверхонь абразивного зерна u_z вздовж осей x та y

взаємодії з матеріалом що його приєднує до оправки олівця сформульовано алгоритм визначення НДС абразивного зерна з матеріалом його приєднання до оправки олівця правлення абразивних кругів. Встановлено наступне. Максимум напружень по грані робочого зерна протилежній робочій практично вдвічі менший через їх перерозподіл по перерізу площі більший за площу дії зовнішніх навантажень. Дотичні напруження практично рівномірно розподілені по вказаній грані. Матеріал що приєднує зерно до оправки інструменту практично, не деформується. Урахування того що абразивне зерно та матеріал що його приєднує до оправки олівця деформуються сумісно, визначення їхніх напружено-деформованих станів методами класичної теорії пружності дозволяє вважати результати отримані за наведеним алгоритмом достатньо достовірними в межах лінійного деформування. Подальші дослідження доцільно спрямувати на визначення витривалості системи «абразивне зерно-зв'язка» під дією змінних циклічних навантажень.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Музичка Д.Г. Підвищення ефективності шліфування твердих сплавів спрямованим обмеженням формозміни різальної поверхні шліфувальних кругів. Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеню кандидата технічних наук зі спеціальності 05.03.01 – Процеси механічної обробки, верстати та інструменти [текст] / Д.Г. Музичка. Чернігів. Чернігівський національний технологічний університет 2015, 23 с.
2. Степанов М.С., Іванова Л.П., Літовченко П.І. Тепловий режим шліфування з додатковими проміжними правками шліфувального круга. Збірник наукових праць X Всеукраїнської науково-технічної конференції з міжнародною участю «Процеси механічної обробки, верстати та інструменти», 6–9 листопада 2019 року. – Житомир: Державний університет «Житомирська політехніка», 2019. с. 183-185.
3. Шахбазов, Я. О., Широков В.В., Федорович В. О. Встановлення технологічних умов правки шліфувальних кругів алмазним інструментом. Надтверді матеріали, 2019, No 4. с. 76-82.
4. Шейко М.М., Максименко А.П., Бологов П.І. Працездатність правлячого інструменту з протекцією алмазно-гальванічного покриття. Резание и инструменты в технологических системах, 2018, выпуск 88 с.236-244.
5. Шахбазов Я. О., Широков В. В., Широков О. В., Паламар О. О. Технологічне забезпечення процесу шліфування. Поліграфія і видавнича справа. 2018, № 1 (75). с. 75-81
6. Лаврінченко В.І., Шейко М.М., Пашченко Є.О., Рябенко С.В. Відпрацювання технології формоутворення високорістких абразивних кругів європейської номенклатури з монокристалічного корунду прецизійним інструментом з надтвердих матеріалів для турбобудування України. Nauka innov. 2018, 14(5): с. 55—62. doi.org/10.15407/scin14.05.055.
7. Морочко В.В. Підвищення ефективності шліфування циліндричних поверхонь орієнтованим кругом заправленим з різними подачами на робочій та калібрувальній ділянках. Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 133 Галузеве машинобудування [текст] / Морочко Володимир Вікторович. м. Чернігів. Національний університет «Чернігівська політехніка», 2021, 129 с.
8. Кальченко В.В. Наукові основи ефективного шліфування зі схрещеними осями абразивного інструменту та оброблюваної деталі. Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеню доктора технічних наук зі спеціальності 05.03.01 – Процеси механічної обробки, верстати та інструменти [текст] / Кальченко Володимир Віталійович. Харків. Національний технічний університет “Харківський політехнічний інститут” 2006, 27 с.
9. Федорович В. О. Моделювання процесу алмазного шліфування методом кінцевих елементів: монографія / В.О. Федорович, Д.О. Федоренко, Д.В. Ромашов, С.В. Островерх, Л.І. Пупань. – Харків: НТУ «ХПІ», 2023. – 257 с.
10. Кальченко, В. В. Шліфування криволінійних поверхонь обертання абразивним інструментом з кутовою орієнтацією на верстатах з ЧПК / В. В. Кальченко, А. В. Рудик // Вісник Чернігівського державного технологічного університету. – 2002. – Вип. 15. С. 69-74.
11. Левківський Д.В. Визначення напружено-деформованого стану пластини методом прямих з використанням рядів Фур'є. Опір матеріалів та теорія споруд. КНУБА. 2013. №91. с. 174-180.
12. Бельмас І.В., Білоус О.І., Танцура Г.І. Визначення напружено-деформованого стану багатошарового композиту. Опір матеріалів та теорія споруд. КНУБА. 2022, № 109. с. 426 – 440. DOI : 10.32347/2410-2547.2022.109.426-440.

REFERENCES

1. Muzychka D.H. Pidvyshchennia efektyvnosti shlifuvannia tverdych splaviv spriamovanyim обмеженням формозміни різальної поверхні шліфувальних крухів (Increasing the efficiency of grinding hard alloys by directional limiting the shape change of the cutting surface of grinding wheels). Avtoreferat dysertatsii na zdobuttia naukovooho stupeni kandydata tekhnichnykh nauk zi spetsialnosti 05.03.01 – Protsesty mekhanichnoi obrobky,

- verstaty ta instrumenty [tekst] / D.H. Muzychka. Chernihiv. Chernihivskiy natsionalnyi tekhnolohichniy universytet 2015, 23 s.
- Stepanov M.S., Ivanova L.P., Litovchenko P.I. Teplovyi rezhym shlifuvannya z dodatkovyimi promizhnyimi pravkamy shlifovalnogo kruha (Thermal grinding mode with additional intermediate adjustments of the grinding wheel). Zbirnyk naukovykh prats Kh Vseukrainskoi naukovo-tekhnichnoi konferentsii z mizhnarodnoiu uchastiu «Protsey mekhanichnoi obrobky, verstaty ta instrumenty», 6–9 lystopada 2019 roku. □ Zhytomyr : Derzhavnyi universytet «Zhytomyrska politekhnika», 2019. s. 183-185.
 - Shakhbazov, Ya.O., Shyrokov V.V., Fedorovych V.O. Vstanovlennia tekhnolohichnykh umov pravky shlifovalnykh kruhiv almaznym instrumentom (Establishing the technological conditions for straightening grinding wheels with a diamond tool). Nadtverdi materialy, 2019, No 4. s. 76-82.
 - Sheiko M.M., Maksymenko A.P., Bolohov P.I. Pratsездатnist pravliachoho instrumentu z protektsiieiu almazno-halvanichnogo pokryttia (Performance of the ruling tool with diamond-galvanic coating protection). Rezanye y ynstumenty v tekhnolohycheskykh systemakh, 2018, випуск 88 s.236-244.
 - Shakhbazov Ya. O., Shyrokov V. V., Shyrokov O. V., Palamar O. O. Tekhnolohichne zabezpechennia protsesu shlifuvannya (Technological support of the grinding process). Polihrafiia i vydavnycha sprava. 2018, № 1 (75). s. 75-81
 - Lavrinenko V.I., Sheiko M.M., Pashchenko Ye.O., Riabchenko S.V. Vidpratsiuvannya tekhnologii formoutvorennia vysokoporystykh abrazyvnykh kruhiv yevropeiskoi nomenklatury z monokystalichnogo korundu pretsyziinym instrumentom z nadtverdykh materialiv dlia turbobuduvannya Ukrainy (Development of the technology of forming highly porous abrasive wheels of the European nomenclature from monocrystalline corundum with a precision tool made of superhard materials for turbo-building in Ukraine). Nauka innov. 2018, 14(5): s. 55—62. doi.org/10.15407/scin14.05.055.
 - Morochko V.V. Pidvyschchennia efektyvnosti shlifuvannya tsylindrychnykh poverkhon orientovanyim kruhom zapravlenym z riznymy podachamy na robocii ta kalibrvalnii diliankakh (Increasing the efficiency of grinding cylindrical surfaces with an oriented wheel filled with different feeds in the working and calibration areas). Dysertatsiia na здobuttia naukovoho stupenia doktora filosofii za spetsialnistiu 133 Haluzeve mashynobuduvannya [tekst] / Morochko Volodymyr Viktorovych. m. Chernihiv. Natsionalnyi universytet «Chernihivska politekhnika», 2021, 129 s.
 - Kalchenko V.V. Naukovi osnovy efektyvnoho shlifuvannya zi skhreshchenyimi osiamy abrazyvnoho instrumentu ta obrobluваної деталі (Scientific bases of effective grinding with crossed axes of the abrasive tool and the processed part). Avtoreferat dysertatsii na здobuttia naukovoho stupeniu doktora tekhnichnykh nauk zi spetsialnosti 05.03.01 – Protsey mekhanichnoi obrobky, verstaty ta instrumenty [tekst] / Kalchenko Volodymyr Vitaliiiovych. Kharkiv. Natsionalnyi tekhnichnyi universytet “Kharkivskiy politekhnichnyi instytut” 2006, 27 s.
 - Fedorovych V. O. Modeliuvannya protsesu almaznogo shlifuvannya metodom kintsevykh elementiv (Modeling of the diamond grinding process using the finite element method): monohrafiia / V.O. Fedorovych, D.O. Fedorenko, D.V. Romashov, Ie.V. Ostroverkh, L.I. Pupan. – Kharkiv: NTU «KhPI», 2023. – 257s.
 - Kalchenko, V. V. Shlifuvannya kryvoliniinykh poverkhon obertannia abrazyvnyim instrumentom z kutovoiu orientatsiieiu na verstatakh z ChPK (Grinding curved rotation surfaces with an abrasive tool with angular orientation on machines with NPC) / V. V. Kalchenko, A. V. Rudyk // Visnyk Chernihivskoho derzhavnogo tekhnolohichnogo universytetu. – 2002. – Vyp. 15. – S. 69-74.
 - Levkivskiy D.V. Vyznachennia napruzhenno-deformovanoho stanu plastyny metodom priamykh z vykorystanniam riadiv Fur'ie (Determination of the stress-strain state of the plate by the method of straight lines using Fourier series). Opr. materialiv ta teoriia sporud. KNUBA. 2013. №91. s. 174-180.
 - Belmas I.V., Bilous O.I., Tantsura H.I. Vyznachennia napruzhenno-deformovanoho stanu bahatosharovoho kompozytu Opir materialiv ta teoriia sporud (Determination of the stress-deformed state of the grinding circle adjustment pencil). KNUBA. 2022, № 109 s.426 – 440. DOI : 10.32347/2410-2547.2022.109.426-440.

Стаття надійшла 02.10.2023

Бельмас І.В., Білоус О.І., Танцура Г.І., Пузирецький І.С., Шабля О.І.

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОЛІВЦЯ ПРАВЛЕННЯ ШЛІФОВАЛЬНОГО КРУГА

З використанням функції напружень Ері, в лінійній постановці, методами класичної теорії пружності розроблено алгоритм аналітичного визначення напружено-деформованого стану робочої частини інструмента правки абразивного круга як двошарового композитного матеріалу. Алгоритм дозволяє враховувати доволіно розподілені нормальні та дотичні навантаження робочої поверхні абразивного зерна інструменту. Він враховує обмеження оправкою деформувань зерна та матеріалу що його приєднує до неї, сумісність деформування зерна та матеріалу його приєднання до оправки, їх механічні властивості. Розрахунки виконані за отриманим алгоритмом дозволили встановлено наступне. Максимальні нормальні напруження на робочій грані зерна перевищують відповідні напруження на протилежній грані за рахунок їх більш рівномірного розподілу. Дотичні напруження практично рівномірно розподілені по вказаній грані. Матеріал що приєднує зерно до оправки інструменту деформується, практично, рівномірно в наслідок меншого модуля пружності та меншої товщини у порівнянні з модулем пружності та товщиною абразивного зерна. Визначення напружено-деформованого стану виконавчої частини олівця виправлення робочих поверхонь шліфувальних кругів

абразивної обробки матеріалів дозволяє уточнити відомий механізм їх взаємодії та підвищити ефективність технологічного процесу відновлення робочих поверхонь інструменту абразивної обробки металів. Урахування сумісного деформування абразивного зерна та матеріалу що його приєднує до оправки олівця, визначення їхніх напружено-деформованих станів методами класичної теорії пружності дозволяє вважати результати отримані за наведеним алгоритмом достатньо достовірними в межах лінійного деформування. Подальші дослідження доцільно спрямувати на визначення витривалості системи «абразивне зерно - зв'язка» під дією змінних циклічних навантажень.

Сформульовано алгоритм визначення напружено-деформованого стану двошарової виконавчої частини олівця для правлення робочої поверхні шліфувального круга абразивної обробки матеріалів.

Ключові слова: олівець для правки абразивного круга, двошаровий композит, механічні властивості матеріалу, переміщення, напруження, навантаження, функція напружень Ері.

Belmas I.V., Bilous O.I., Tantsura A.I., Puzyretskyi I.S., Shablia O.I.

DETERMINATION OF THE STRESS-DEFORMED STATE OF THE GRINDING CIRCLE ADJUSTMENT PENCIL

Using the Ery stress function in a linear formulation, using the methods of the classical theory of elasticity, an algorithm for analytically determining the stress-strain state of the working part of the abrasive wheel straightening tool as a two-layer composite material was developed. The algorithm allows considering arbitrarily distributed normal and tangential loads of the working surface of the abrasive grain of the tool. It considers the mandrel's limitation of deformations of the grain and the material that attaches it to it, the compatibility of the deformation of the grain and the material of its attachment to the mandrel, and their mechanical properties.

Calculations performed according to the obtained algorithm allowed the following to be established. The maximum standard stresses on the working face of the grain exceed the corresponding stresses on the opposite face due to their more uniform distribution. The tangential stresses are almost uniformly distributed along the specified face. The material connecting the grain to the tool mandrel deforms almost uniformly due to its lower modulus of elasticity and smaller thickness than the abrasive grain's modulus of elasticity and thickness. Determining the stress-deformed state of the executive part of the pencil for correcting the working surfaces of grinding wheels for abrasive processing of materials makes it possible to specify the known mechanism of their interaction and increase the efficiency of the technological process of restoring the working surfaces of the tool for abrasive processing of metals.

Taking into account the simultaneous deformation of the abrasive grain and the material that attaches it to the pencil mandrel, determining their stress-strain states using the methods of the classical theory of elasticity allows us to consider the results obtained by the given algorithm as sufficiently reliable within the limits of linear deformation. It is advisable to direct further research to determine the durability of the "abrasive grain-bond" system under variable cyclic loads.

Keywords: pencil for straightening an abrasive wheel, two-layer composite, mechanical properties of the material, displacement, stress, load, Erie stress function.

УДК 621.923

Бельмас І.В., Білоус О.І., Таницура Г.І., Пузирецький І.С., Шабля О.І. Визначення напружено-деформованого стану олівця правлення шліфувального круга // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 188-197. Укр.

Сформульовано алгоритм визначення напружено-деформованого стану двошарової виконавчої частини олівця для правлення робочої поверхні шліфувального круга абразивної обробки матеріалів.

Табл. 0. Іл. 3. Бібліогр. 12 назв.

UDC 621.923

Belmas I.V., Bilous O.I., Tantsura A.I., Puzyretskyi I.S., Shablia O.I. Determination of the stress-deformed state of the grinding circle adjustment pencil // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and technical collected articles. – K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 188-197.

An algorithm for determining the stress-strain state of the pencil's two-layer executive part for ruling the grinding wheel's working surface for abrasive processing of materials has been formulated.

Табл. 0. Fig. 3. Ref. 12.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри технології машинобудування та зварювання

Адреса: 51900, м. Кам'янське, вул. Дніпробудівська, 2, ДВНЗ «Дніпровський державний технічний університет»,

БЕЛЬМАС Іван Васильович

Мобільний тел.:+38098 5412812

E-mail: belmas09@meta.ua

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0003-2112-0303>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, Секретар механічного факультету, доцент кафедри галузевого машинобудування
Адреса: 51900, м. Кам'янське, вул. Дніпробудівська, 2, ДВНЗ «Дніпровський державний технічний університет», БЛЮС Олена Іванівна
Мобільний тел.: +380978786830
E-mail: bilouselena66@gmail.com
ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0001-6398-8843>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри галузевого машинобудування
Адреса робоча: 51900, м. Кам'янське, вул. Дніпробудівська, 2, ДВНЗ «Дніпровський державний технічний університет», ТАНЦУРА Ганна Іванівна
Мобільний тел.: +380971939382
E-mail: hannaivan71@gmail.com
ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-8672-1153>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): аспірант кафедри галузевого машинобудування
Адреса: 51900, м. Кам'янське, вул. Дніпробудівська, 2, ДВНЗ «Дніпровський державний технічний університет», ПУЗИРЕЦЬКИЙ Ілля Сергійович
Мобільний тел.: +3800961599977
E-mail: snovymgodomukraina@gmail.com
ORCID ID: <http://orcid.org/0009-0006-3281-6778>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): пошукач другого (магістерського) рівня вищої освіти
Адреса: 51900, м. Кам'янське, вул. Дніпробудівська, 2, ДВНЗ «Дніпровський державний технічний університет», ШАБЛЯ Олександр Ігорович
Мобільний тел.: +3800976572252
E-mail: alexandrosckar@gmail.com
ORCID ID: <http://orcid.org/0009-0000-6971-2610>

УДК 539.3

ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ В БАЗОВИХ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТАХ НМСЕ

І.І. Солодей,

доктор технічних наук, професор

Р.Л. Стригун,

кандидат технічних наук, доцент

В.В. Шовківська,

кандидат економічних наук, доцент

А.О. Миронченко,

аспірант

Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.198-204

Розглянуто принципи обчислення внутрішніх зусиль кругового скінченного елемента напіваналітичного методу скінчених елементів (НМСЕ) на основі отриманих компонент тензора напружень та особливості підходу, що пов'язані із використанням моментної схеми скінченного елемента (МССЕ). Отримано формули визначення повздовжніх, перерізуючих сил, згинальних та крутильних моментів.

Ключові слова: тіла обертання, внутрішні зусилля, напіваналітичний метод скінчених елементів, повздовжні сили, перерізуючі сили, згинальні моменти, крутильні моменти.

Вступ. Особливе місце, серед розмаїття об'єктів, що розглядаються за допомогою аналітичних і чисельних методів, займають тіла обертання складної форми та структури поперечного перерізу, що утворені рухом деякої твірної поверхні вздовж замкнутої або незамкнутої напрямної без розривів. Виділений геометричний клас використовується в якості природних конструкцій, вузлів та деталей в будівництві і різноманітних областях машинобудування. Прикладами об'єктів можуть служити баштові градирні, водонапірні башти, димові труби, резервуари різного призначення, захисні оболонки ядерних реакторів, різноманітні вузли та деталі енергетичного і транспортного машинобудування, покриття, фундаменти промислових і цивільних будівель та споруд, тунелі і т.і. Достатньо велика розповсюдженість зазначених форм в будівельній та машинобудівельній галузях з одного боку, та можливість значного спрощення розв'язуючих співвідношень за рахунок урахування їх геометричних особливостей з іншого, дає підставу для розробки та використання різних модифікацій методу скінчених елементів (МСЕ). Напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ) є одним з таких підходів, який отримав широке розповсюдження для розв'язання задач, об'єктами яких є призматичні тіла та тіла обертання складної форми та структури поперечного перерізу. Висока ефективність НМСЕ для визначеного кола об'єктів була продемонстрована в області статичного [3, 6] та динамічного [4, 9] аналізу, континуальної механіки руйнування в умовах повзучості [2], дослідження процесів нелінійного деформування залізобетонних конструкцій [5], прогнозування утворення тріщин та їх розвитку [1], аналізу поведінки конструкцій з урахуванням їх взаємодії з ґрунтовою основою [10, 11].

Сучасні методики, які орієнтовані на розрахунок широкого класу конструкцій, що складаються з масивних і тонкостінних елементів, повинні поряд з високою точністю опису напружено-деформованого стану об'єктів складної форми та структури, забезпечувати високу швидкість збіжності до точного рішення при мінімальних чисельних витратах. Завдяки введенню додаткових гіпотез, що не зменшують точність апроксимації, представленої деформацій і напружень в фізичних термінах та у відповідності до моментної схеми скінченного елемента (МССЕ) [7, 8] вдається з однієї сторони уникнути трудомісткої

процедури чисельного інтегрування по площі поперечного перетину скінченного елемента (СЕ), з іншої - зберегти високу ефективність просторової дискретизації.

Незважаючи на велику кількість публікацій, присвячених напіваналітичному методу скінчених елементів, питання визначення внутрішніх зусиль, які часто є компонентними чинниками критеріїв міцності, що закладені до державних будівельних норм, неналежно залишаються поза увагою. Використання НМСЕ у поєднанні із МССЕ створюють деякі математичні особливості обчислення внутрішніх повздовжніх, перерізуючих сил та моментів.

Внутрішні зусилля тонкостінних елементів тіл обертання в рамках напіваналітичного методу скінчених елементів. Особливості визначення внутрішніх зусиль в базових скінчених елементах НМСЕ покажемо на прикладі неоднорідної жорсткої защемленої конічної оболонки димової труби. При цьому вздовж радіального напрямку приймаємо два скінчених елементи, а вздовж твірної кількість елементів може бути довільною.

Визначальними параметрами напружено-деформованого стану димової труби є переміщення вузлів сіткової області та напруження, що діють в центрах скінчених елементів.

На рис. 1 (а), (б) наведено приклад розрахункової схеми димової труби і показані напруження, що діють на нескінченно малий об'єм, виділений навколо точки в центрі скінченного елемента. Компоненти напружень подаються в осях місцевої системи координат $O_1x_1x_2$.

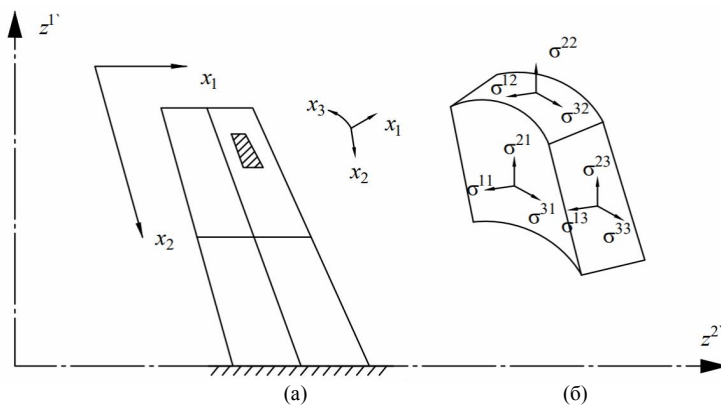


Рис. 1. Розрахункова схема

Відмітимо, що напруження, які мають однакові індекси не завжди є нормальними по відношенню до площадок, які є гранями скінчених елементів. Це ж відноситься і до напружень з різними індексами. Вони не завжди є дотичними напруженнями до тих же самих площадок. Виключення складають лише напруження, що мають індекс 3.

Зусиллями, що потребують визначення є: погонні нормальні сили N_2 та N_3 , що діють вздовж осей O_1x_2 та O_1x_3 відповідно; погонна перерізуюча сила Q_1 , напрямлена перпендикулярно до осі O_1x_2 ; погонна сила зсуву S_1 , що діє вздовж осі, нормальної до O_1x_2 та погонна сила зсуву S_2 , що діє вздовж осі O_1x_2 ; погонні згинальні моменти M_{31} та M_{32} , що діють в площинах $O_1x_1x_2$ та $O_1x_1x_3$ відповідно, погонні крутильні моменти $M_{22}^{кр.}$, $M_{33}^{кр.}$, що діють в площинах $O_1x_1x_3$ та $O_1x_1x_2$, відповідно. Зусилля, що діють на гранях скінченного елемента, показані на рис. 2.

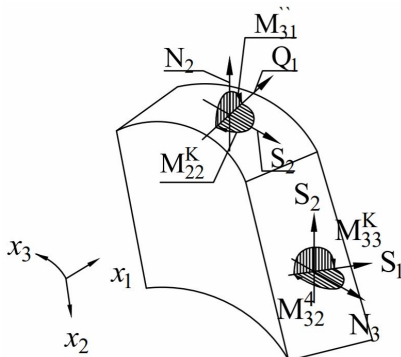


Рис. 2. Зусилля на гранях скінченного елемента

На рис. 3 зображені складові напружень σ^{22} та σ^{12} , що викликають погонне нормальне зусилля N_2 . Зусилля N_2 діє вздовж осі O_1x_2 , перпендикулярно до площадки, нормаллю до якої є вісь O_1x_2 . Нормальну силу N_2 можна знайти як суму складових зусиль, отриманих від кожної компоненти напружень.

Зокрема, компонента напружень σ^{22} так само, як і N_2 , напрямлена вздовж осі O_1x_2 , тому складова $N_2^{(1)}$ погонної нормальної сили N_2 , викликана напруженням σ^{22} знаходиться як добуток σ^{22} на довжину h площадки (рис. 3 (а)).

Компонента напружень σ^{12} , що діє паралельно до осі O_1x_1 , на площині з нормаллю O_1x_2 , також дає вклад в нормальну силу N_2 . Позначимо складову нормальної сили, викликану напруженням σ^{12} через $N_2^{(2)}$ (рис. 3 (б)). Решта компонентів напружень не дають вклад в нормальну силу N_2 .

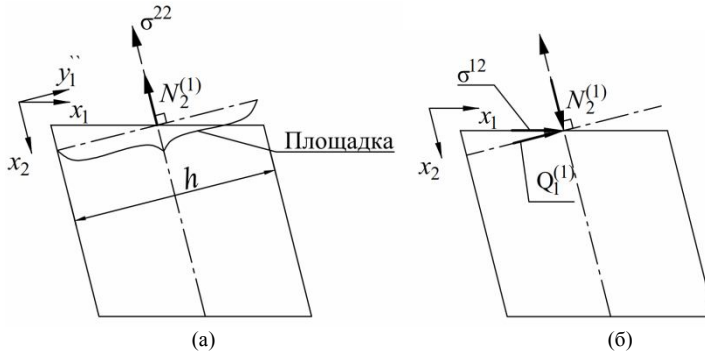


Рис. 3. Схема розташування зусиль

Таким чином, погонна нормальна сила N_2 може бути знайдена як сума:

$$N_2 = N_2^{(1)} + N_2^{(2)}. \tag{1}$$

Аналогічним чином можна звести і решту зусиль.

Процедуру визначення зусиль можна формалізувати, якщо попередньо визначити

фізичні компоненти напружень σ^{0ij} :

$$\sigma^{0ij} = \frac{\sigma^{ij}}{\sqrt{g^{ii}g^{jj}}}, \tag{2}$$

де g^{ii} - компоненти метричного тензора.

Для визначення складових напружень, що дають вклади в зусилля, необхідно перейти від компонент напружень σ^{0ij} , заданих в місцевій системі координат $O_1x_1x_2x_3$ до компонент напружень σ^{-ij} , визначених в осях системи координат $O_1y^1x_2x_3$ (рис. 3).

Перетворення компонент напружень із одної системи координат в іншу, можуть бути отримані на основі загальних правил шляхом подвійного перемноження на тензор перетворення $C_j^{i''}$ координатних систем:

$$\sigma^{i''j''} = c_k^{i''} c_l^{j''} \sigma^{0kl} = c_k^{i''} c_l^{j''} \frac{\sigma^{kl}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}}. \quad (3)$$

Компоненти тензора $c_j^{i''}$, по суті, є косинусами і синусами кутів між відповідними осями систем $O_1x_1x_2x_3$ та $O_1y^1y^2y^3$.

Зокрема $c_1^{1''} = \cos \alpha$, $c_2^{1''} = 0$, $c_3^{1''} = \sin \alpha$, $C_2^{2''} = 1$, $C_1^{1''} = \cos \alpha$, $C_2^{1''} = 0$. Решта компонент з індексами, що дорівнюють трьом, рівні нулю.

Припустимо, що закон розподілення напруження $\sigma^{i''j''}$ в межах кожного скінченного елемента представляє собою лінійну функцію:

$$\sigma^{i''j''} = \sigma^{0i''j''} + \frac{\partial \sigma^{i''j''}}{\partial x^k} x^k = \sigma^{0i''j''} + \sigma_{,k}^{i''j''} x^k, \quad (4)$$

де $\sigma^{0i''j''}$ - напруження в центрі скінченного елемента, $\sigma_{,k}^{i''j''}$ - похідні від напружень.

Тоді зусилля по напруженнях можна знайти із співвідношень:

$$\begin{aligned} N_2 &= \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\sigma^{02''2''}}{\sigma} + \sigma_{,1}^{02''2''} x^1 \right) dx^1 = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \sigma^{02''2''} dx^1 = \sigma^{02''2''}, \\ N_3 &= \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\sigma^{03''3''}}{\sigma} + \sigma_{,1}^{03''3''} x^1 \right) dx^1 = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \sigma^{03''3''} dx^1 = \sigma^{03''3''}, \\ Q_2 &= \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\sigma^{01''2''}}{\sigma} + \sigma_{,1}^{01''2''} x^1 \right) dx^1 = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \sigma^{01''2''} dx^1 = \sigma^{01''2''}, \\ Q_3 &= \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\sigma^{01''3''}}{\sigma} + \sigma_{,1}^{01''3''} x^1 \right) dx^1 = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \sigma^{01''3''} dx^1 = \sigma^{01''3''}, \\ Q_1 &= \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\sigma^{03''1''}}{\sigma} + \sigma_{,1}^{03''1''} x^1 \right) dx^1 = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \sigma^{03''1''} dx^1 = \sigma^{03''1''}, \end{aligned} \quad (5)$$

$$M_{22}^{kp} = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\sigma^{03''3''}}{\sigma} + \sigma_{,1}^{03''3''} x^1 \right) x_1 dx^1 = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \sigma_{,1}^{03''3''} x_1^2 dx^1 = \frac{1}{12} \sigma_{,1}^{03''3''},$$

$$M_{13} = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\sigma^{02''2''}}{\sigma} + \sigma_{,1}^{02''2''} x^1 \right) x_1 dx^1 = \int_{-\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} \sigma_{,1}^{02''2''} x_1^2 dx^1 = \frac{1}{12} \sigma_{,1}^{02''2''}, \quad (6)$$

$$M_{31}^H = \frac{1}{2} \int \left(\frac{0^{3''3''}}{\sigma} + \frac{0^{3''3''}}{\sigma_{,1}} x_1 \right) x_1 dx^1 = \frac{1}{2} \int \frac{0^{3''3''}}{\sigma_{,1}} x_1^2 dx^1 = \frac{1}{12} \frac{0^{3''3''}}{\sigma_{,1}},$$

$$M_{33}^{kp} = \frac{1}{2} \int \left(\frac{0^{1''1''}}{\sigma} + \frac{0^{1''1''}}{\sigma_{,2}} x_1 \right) x_1 dx^1 = \frac{1}{12} \frac{0^{1''1''}}{\sigma_{,2}}.$$

Враховуючи (3), а також приймаючи до уваги, що компоненти метричного тензору g^{ij} та компоненти тензору перетворення $c_j^{i''}$ не змінюються в межах скінченного елемента, зусилля можна визначити через компоненти напружень σ^{ij} за формулами:

$$N_2 = \frac{\sigma^{kl} c_k^{2''} c_l^{2''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}}, \quad N_3 = \frac{\sigma^{kl} c_k^{3''} c_l^{3''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}},$$

$$Q_2 = \frac{\sigma^{kl} c_k^{1''} c_l^{2''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}}, \quad Q_3 = \frac{\sigma^{kl} c_k^{1''} c_l^{3''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}}, \quad Q_1 = \frac{\sigma^{kl} c_k^{3''} c_l^{1''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}},$$

$$M_{22}^{kp} = \frac{1}{12} * \frac{\sigma_{,1}^{kl} c_k^{3''} c_l^{3''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}}, \quad M_{13} = \frac{1}{12} * \frac{\sigma_{,1}^{kl} c_k^{2''} c_l^{2''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}}, \quad M_{31} = \frac{1}{12} * \frac{\sigma_{,1}^{kl} c_k^{3''} c_l^{3''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}}, \quad M_{33}^{kp} = \frac{1}{12} * \frac{\sigma_{,2}^{kl} c_k^{1''} c_l^{1''}}{\sqrt{g^{kk} g^{ll}}}, \quad (7)$$

Висновки. Таким чином, використання напіваналітичного методу скінчених елементів із залученням процедур моментної схеми скінченного елемента потребує певних математичних уточнень стандартних формул обчислення внутрішніх зусиль СЕ, що і було продемонстровано в представлений роботі.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Баженов В.А., Вабіщевич М.О., Пискунов С.О., Солодей І.І.* Чисельні дослідження нелінійного деформування просторових тіл з урахуванням розвитку тріщин при статичних та динамічних навантаженнях. – Київ: Каравела, 2019. – 240 с.
2. *Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С.* Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах руйнування простових тіл. - КНУБА, 2005. - 298 с.
3. *Баженов В.А., Гуляр А.І., Сахаров А.С., Топор А.Г.* Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел.- Киев: Випол, 1993, 376 с.
4. *Баженов В.А., Гуляр О.І., Сахаров О.С., Солодей І.І.* Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах динаміки просторових тіл. – Київ: Каравела, 2012. – 248 с.
5. *Баженов В.А., Гуляр А.І., Козак А.Л., Рутковский В.А., Сахаров А.С.* Численное моделирование разрушения железобетонных конструкций по методу конечных элементов. – Киев: Наукова думка, 1996. – 360 с.
6. *Баженов В.А., Пискунов С.О., Солодей І.І.* Чисельне дослідження процесів нелінійного статичного і динамічного деформування просторових тіл – Київ: Вид-во “Каравела”, 2017. – 308 с.
7. *Сахаров А.С., Кислюк В.Н., Киричевский В.В. и др.* Метод конечных элементов в механике твердых тел.- Киев: Вища школа, 1982.- 479с.
8. *Сахаров А.С.* Моментная схема конечных элементов МСКЭ с учетом жестких смещений // Сопrotивление материалов и теория сооружений. –1974. –Вып.24. –С.147-156.
9. *Bazhenov V.A., Pyskunov S.O., Solodei I.I.* Continuum mechanics: semi-analytical finite element method. -Cambridge Scientific Publisher, 2018, 236 p. ISBN 978-1-908106-63-6.
10. *Solodei I.I., Petrenko E.Yu, Zatylyuk Gh.A.* The stress-strain state investigation of underground structures on the basis of soil models with adjusted input parameters//Strength of materials and theory of structures. – 2019. – Issue 103. – P. 63–70.
11. *Solodei I.I., Zatylyuk H.A.* Study of the reliability and efficiency of using reinforced soil models within the framework of the finite element method // Strength of materials and theory of structures. – 2022. – Issue 109. – P. 30–37.

REFERENCES

1. *Bazhenov V.A., Vabishcheych M.O., Pyskunov S.O., Solodei I.I.* Chyselni doslidzhennia nelineinoho deformuvannia prostorovykh til z urakhuvanniam rozvytku trishchyn pry statychnykh ta dynamichnykh navantazhenniakh (Numerical researches of nonlinear deformation of spatial bodies taking into account the development of cracks under static and dynamic loads). – Kyiv: Caravela, 2019. – 240 p.
2. *Bazhenov V.A., Guljar O.I., Pyskunov S.O., Sakharov O.S.* Napivanalitychnyi metod skinchenykh elementiv v zadachakh

- ruinuvannya prostovykh til (Semi-analytical finite element method in problems of 3D bodies destruction). - KNUCA, 2005. - 298 p.
3. *Bazhenov V.A., Guljar A.I., Sakharov A.S., Topor A.G.* Poluanalitcheskij metod konechnykh elementov v mehanike deformiruemykh tel (Semi-analytical finite element method in mechanics of deformable bodies). - Kyiv: Vypol, 1993, 376 p.
 4. *Bazhenov V.A., Guljar O.I., Sakharov O.S., Solodei I.I.* Napivanaliticheskiy metod skinchennykh elementiv v zadachakh dynamiky prostorovykh til (Semi-analytical finite element method in 3D dynamics problems). - Kyiv: Caravela, 2012. - 248 p.
 5. *Bazhenov V.A., Guljar A.I., Kozak A.L., Rutkovskii V.A., Sakharov A.S.* Chislennoe modelirovanie razrusheniya zhelezobetonnykh konstruktsiy po metodu konechnykh elementov (Numerical modeling of the reinforced concrete structures destruction using the finite element method). - Kyiv: Naukovadumka, 1996. - 360 p.
 6. *Bazhenov V.A., Pyskunov S.O., Solodei I.I.* Chyselne doslidzhennia protsesiv nelineinogo statychnoho i dynamichnoho deformuvannya prostorovykh til (Numerical researches of nonlinear static and dynamic deformation processes of 3D bodies). - Kyiv: Caravela, 2017. - 308 p.
 7. *Sakharov A.S., Kyslookii V.N., Kyrychevskii V.V.* Metod konechnykh elementov v mehanike tverdykh tel (Finite element method in solid mechanics). - Kyiv: Vyschaschkola, 1982. - 479 p.
 8. *Sakharov A.S.* Momentnaya shema konechnykh elementov MSKE s uchetom zhestkikh smeshenij (The moment finite element scheme (MFES) taking into account of rigid offsets). // Strength of materials and theory of structures. - 1974. - Issue 24. - P. 147-156.
 9. *Bazhenov V.A., Pyskunov S.O., Solodei I.I.* Continuum mechanics: semi-analytical finite element method. - Cambridge Scientific Publisher, 2018, 236 p. ISBN 978-1-908106-63-6.
 10. *Solodei I.I., Petrenko E.Yu., Zatylyuk Gh.A.* The stress-strain state investigation of underground structures on the basis of soil models with adjusted input parameters // Strength of materials and theory of structures. - 2019. - Issue 103. - P. 63-70.
 11. *Solodei I.I., Zatylyuk H.A.* Study of the reliability and efficiency of using reinforced soil models within the framework of the finite element method // Strength of materials and theory of structures. - 2022. - Issue 109. - P. 30-37.

Стаття надійшла 04.10.2023

Solodei I.I., Stryhun P.L., Shovkiv'ska V.V., Myronchenko A.O.

ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ В БАЗОВИХ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТАХ НМСЕ

Розглянуто принципи обчислення внутрішніх зусиль кругового скінченного елемента напіваналітичного методу скінчених елементів (НМСЕ) на основі отриманих компонент тензора напружень та особливості підходу, що пов'язані із використанням моментної схеми скінченного елемента (МССЕ). Отримано формули визначення повздовжніх, перерізуючих сил, згинальних та крутильних моментів.

Особливе місце, серед розмаїття об'єктів, що розглядаються за допомогою аналітичних і чисельних методів, займають тіла обертання складної форми та структури поперечного перерізу, що утворені рухом деякої твірної поверхні вздовж замкнутої або незамкнутої напрямної без розривів. Виділений геометричний клас використовується в якості природних конструкцій, вузлів та деталей в будівництві і різноманітних областях машинобудування. Достатньо велика розповсюдженість зазначених форм в будівельній та машинобудівельній галузях з одного боку, та можливість значного спрощення розв'язуючих співвідношень за рахунок урахування їх геометричних особливостей з іншого, дає підставу для розробки та використання різних модифікацій методу скінчених елементів (МСЕ). Напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ) є одним з таких підходів, який отримав широке розповсюдження для розв'язання задач, об'єктами яких є призматичні тіла та тіла обертання складної форми та структури поперечного перерізу. Завдяки введеному додатковим гіпотез, що не зменшують точність апроксимації, представлено деформації і напружень в фізичних термінах та у відповідності до моментної схеми скінченного елемента (МССЕ) вдається з однієї сторони уникнути трудомкої процедури чисельного інтегрування по площі поперечного перетину скінченного елемента (СЕ), з іншої - зберегти високу ефективність просторової дискретизації.

Незважаючи на велику кількість публікацій, присвячених напіваналітичному методу скінчених елементів, питання визначення внутрішніх зусиль, які часто є компонентними чинниками критеріїв міцності, що закладені до державних будівельних норм, неналежно залишаються поза увагою. Використання НМСЕ у поєднанні із МССЕ створюють деякі математичні особливості обчислення внутрішніх повздовжніх, перерізуючих сил та моментів.

Ключові слова: тіла обертання, внутрішні зусилля, напіваналітичний метод скінчених елементів, повздовжні сили, перерізуючі сили, згинальні моменти, крутильні моменти.

Solodei I.I., Stryhun R.L., Shovkiv'ska V.V., Myronchenko A.O.

DETERMINATION OF INTERNAL EFFORTS IN THE BASE FINITE ELEMENTS OF SAFEM

The principles of calculating the internal efforts of a circular finite element in the semi-analytical finite element method (FEM) based on the obtained components of the stress tensor and the peculiarities of the approach associated with the use of the moment scheme of the finite element (FEM) are considered. Formulas for determining longitudinal, shear forces, bending and torque moments have been obtained.

A special place, among the variety of objects considered with the help of analytical and numerical methods, is occupied by bodies of revolution of complex shape and cross-sectional structure, formed by the movement of some creative surface along a closed or opened line without breaks. The selected geometric class is used as natural structures of nodes and details in construction of mechanical engineering. The sufficiently wide distribution of the specified forms

in the construction and machine-building industries, on the one hand, and the possibility of significantly simplifying the solving relationships by taking into account their geometric features, on the other hand, provide a basis for the development and use of various modifications of the finite element method (FEM). The semi-analytical finite element method (SAFEM) is one such approach that has gained widespread use for solving problems whose objects are prismatic bodies and bodies of revolution of complex shape and cross-sectional structure. Due to the introduction of additional hypotheses that do not reduce the accuracy of the approximation, the representation of deformations and stresses in physical terms and in accordance with the moment scheme of the finite element (MSFE), on the one hand, it is possible to avoid the time-consuming procedure of numerical integration over the cross-sectional area of the finite element (FE), on the other hand - maintain the high efficiency of 3D discretization.

Despite the large number of publications devoted to the semi-analytical method of finite elements, the question of determining internal forces, which are often component factors of the strength criteria laid down in state building codes, is inappropriately neglected. The use of SAFEM in combination with MSFE creates some mathematical features of calculating internal longitudinal, shearing forces and moments.

Key words: bodies of revolution, internal efforts, semi-analytical finite elements method, longitudinal forces, shear forces, bending moments, torque moments.

УДК 539.3

Солодей І.І., Стригун Р.Л., Шовківська В.В., Миронченко А.О. Особливості визначення внутрішніх зусиль в базових скінченних елементах НМСЕ // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 198-204.

Розглянуто принципи обчислення внутрішніх зусиль кругового скінченного елемента напіваналітичного методу скінченних елементів (НМСЕ) на основі отриманих компонент тензора напружень та особливості підходу, що пов'язані із використанням моментної схеми скінченного елемента (МССЕ). Отримано формули визначення поздовжніх, перерізуючих сил, згинальних та крутильних моментів.

Лл. 3. Бібліогр. 11 назв.

UDC 539.3

Solodei I.I., Stryhun R.L., Shovkivska V.V., Myronchenko A.O. Determination of internal efforts in the base finite elements of SAFEM// Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles- K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. - P. 198-204.

The principles of calculating the internal efforts of a circular finite element in the semi-analytical finite element method (FEM) based on the obtained components of the stress tensor and the peculiarities of the approach associated with the use of the moment scheme of the finite element (FEM) are considered. Formulas for determining longitudinal, shear forces, bending and torque moments have been obtained.

Fig. 3. Ref. 11.

Автор: доктор технічних наук, професор, професор кафедри будівельної механіки СОЛОДЕЙ Іван Іванович
Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Робочий тел.: +38 (044) 241-55-55

Мобільний тел.: +38 (050)357-44-90

E-mail: solodei.ii@knuba.edu.ua

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0001-7638-3085>

Автор: кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельної механіки СТРИГУН Руслан Леонідович
Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Робочий тел.: +38 (044) 241-55-55

Мобільний тел.: +38(068)7905651

Email: stryhun.rl@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1174-5310>

Автор: кандидат економічних наук, доцент кафедри економічної теорії, обліку та оподаткування ШОВКІВСЬКА Вікторія Василівна

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Робочий тел.: +38 (044) 242-45-26

Мобільний тел.: +38 (066) 460-00-01

Email: shovkivska.vv@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-2379-0362>

Автор: аспірант кафедри будівельної механіки МИРОНЧЕНКО Анастасія Олександрівна
Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Робочий тел.: +38 (044) 241-55-55

Мобільний тел.: +38 (095) 490-18-36

Email: myronchenko_ao-2022@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0009-0009-1443-775X>

УДК 004.942:539.3:624.04

КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТОНКОСТІННИХ ОБОЛОНКОВИХ СТРУКТУР З ГЕОМЕТРИЧНИМИ НЕДОСКОНАЛОСТЯМИ

С.А. Єгоров¹,

д-р техн. наук, професор

О.Є. Кучеренко²,

канд. техн. наук, науковий співробітник

¹*Придніпровська державна академія будівництва та архітектури, Дніпро*²*Інститут технічної механіки Національної академії наук України і Державного космічного агентства України, Дніпро*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.205-213

Розглядається задача моделювання тонкостінної оболонкової структури, яка знаходиться під дією зовнішнього радіального тиску. Моделюються геометричні недосконалості поверхні та досліджується напружено-деформований стан. Визначаються значення критичних навантажень та характер поведінки оболонок з геометричними недосконалостями за результатами лінійного та нелінійного скінченно-елементного аналізу. Наводяться порівняння одержаних результатів з класичною теорією та з розрахунками за формулами норм проектування.

Ключові слова: моделювання, оболонка, недосконалість, стійкість, радіальний тиск, скінченний елемент, нелінійний аналіз, ANSYS.

Вступ. Тонкостінні оболонкові структури широко застосовуються у різних галузях промислової, цивільної та військової інженерії. Це резервуари, газгольдери, купола та подібні споруди, які за своїми геометричними параметрами можуть бути віднесені до великогабаритних оболонкових структур. Сталеві оболонки таких структур мають характеристичне співвідношення радіуса кривизни R до товщини t в межах 750-1500, що вказує на їх супертонкостінність. Загально визнаним атрибутом всіх тонкостінних конструкцій є наявність тих чи інших відхилень їхньої поверхні від ідеальної – проектної – геометрії. Як свідчить досвід експлуатації таких споруд, це може суттєво впливати на тримальну здатність, зокрема на місцеву та загальну стійкість. Теоретичні засади до розв'язання таких задач ретельно опрацьовані [1-4], проте застосування тих чи інших методів для аналізу поведінки реального об'єкта потребує детальніших досліджень [5].

Так, у [6] наведено огляд різноманітних підходів до моделювання недосконалостей в тонкостінних структурах. Автор зазначає, що процес розвитку недосконалостей в подібних об'єктах зазвичай важко передбачити, і це може мати катастрофічні наслідки. В [7, 8] розглядаються рішення, які базуються на застосуванні ймовірнісних методів при аналізі надійності і моделюванні оболонок з недосконалостями.

Для великогабаритних оболонкових конструкцій проблема ускладнюється тим, що завдяки своїм характерним розмірам вони важко піддаються ретельному контролю геометрії і це унеможливує побудову точної аналітичної моделі їхньої поверхні. Койтер [9] при аналізі стійкості тонкостінних оболонок приймає припущення, що ймовірність виникнення дефекту є вищою у зонах потенційної втрати форми, що реалізує ідею принципу «від найгіршого». Такий підхід може бути застосований в декількох варіантах, але в будь-якому разі дослідження поведінки тонкостінних оболонкових структур з недосконалостями під дією зовнішніх навантажень потребує ефективного скінченно-елементного моделювання їхньої поверхні.

1. Постановка задачі. В статті, як приклад, розглядається задача моделювання циліндричної оболонкової структури, яка знаходиться під дією зовнішнього радіального тиску. Досліджується напружено-деформований стан та моделюються потенційні геометричні недосконалості. Конфігурація загальної картини недосконалостей

приймається резонансною до першої форми втрати стійкості, що відповідає зазначеному вище принципу «від найгіршого». Визначаються критичні значення та характер поведінки оболонки під зовнішнім тиском за результатами лінійного та нелінійного аналізу. Наводяться порівняння одержаних результатів з класичною теорією та з розрахунковими формулами норм проектування подібних споруд.

2. Геометрія оболонкової структури та краєві умови. Прийнята до дослідження оболонка має довжину 11920 мм, діаметр 10430 мм та товщину стінки 4 мм. Матеріал оболонки – сталь з модулем Юнга $2 \cdot 10^{11}$ Па, межею плинності 245 МПа та щільністю 7850 кг/м^3 . Нижній край оболонки закріплено по периметру. Верхній край оболонки з'єднаний шарнірно з жорстким диском (кругла жорстка пластина - модель покриття). Зазначена конфігурація відповідає характеру роботи циліндричної стінки у складі сталевого вертикального циліндричного резервуара місткістю 1000 м^3 .

3. Стійкість ідеальної циліндричної оболонки при дії зовнішнього тиску. Розглянемо оболонку (рис. 1) радіуса R і довжиною H , для якої, використовуючи відношення теорії пружності та функцію зусиль Φ , можна записати наступну систему диференціальних рівнянь [3, 4]:

$$\begin{aligned} \frac{1}{R} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + D \nabla^2 \nabla^2 w &= p_z, \\ \frac{1}{Et} \nabla^2 \nabla^2 \Phi - \frac{1}{R} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} &= 0, \end{aligned} \quad (1)$$

де w – переміщення у радіальному напрямку; p_z – інтенсивність зовнішнього навантаження у відповідному напрямку; t – товщина стінки; $D = \frac{Et^2}{12(1-\nu^2)}$; ν –

коефіцієнт Пуассона; $\nabla^2(*) = \frac{\partial^2(*)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(*)}{R^2 \partial \varphi^2}$.

Зважаючи на те, що у докритичному стані осьові нормальні зусилля та зусилля зсуву дорівнюють нулю, зовнішнє навантаження можна визначити наступним чином:

$$p_z = -\frac{p}{R} \frac{\partial^2 w}{\partial \varphi^2}, \quad (2)$$

де p – зовнішній тиск. Використовуючи (2), перепишемо систему (1) у наступному вигляді:

$$\begin{aligned} \frac{1}{R} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + D \nabla^2 \nabla^2 w + \frac{p}{R} \frac{\partial^2 w}{\partial \varphi^2} &= 0, \\ \frac{1}{Et} \nabla^2 \nabla^2 \Phi - \frac{1}{R} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} &= 0. \end{aligned} \quad (3)$$

Якщо при $x = 0$ та $x = H$ покласти, що $w = 0$, $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$, $\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} = 0$, $\Phi = 0$, то для оболонок середньої довжини за умови $0.3\sqrt{R/t} > H/R > \sqrt{t/R}$ спрощений розв'язок (3) веде до формули Папковича [3]:

$$p_{cr} = \frac{\pi\sqrt{6}}{9(1-\nu^2)^{3/4}} E \frac{R}{H} \left(\frac{t}{R}\right)^{5/2}, \quad (4)$$

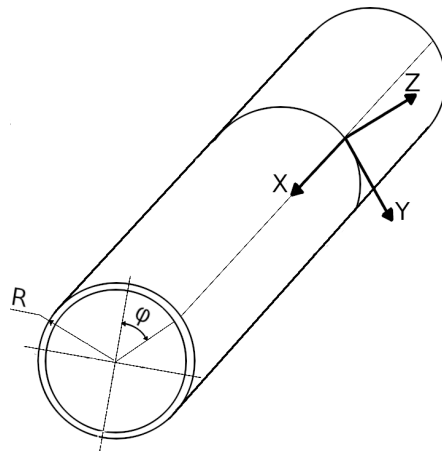


Рис. 1. Циліндрична оболонка з координатною системою

або при $\nu = 0.3$

$$p_{cr} = 0.92 \cdot E \cdot \frac{R}{H} \left(\frac{t}{R} \right)^{5/2}, \quad (5)$$

яка визначає значення критичного тиску, при якому закріплена оболонка втрачає стійкість. Для оболонки з прийнятими в статті параметрами критичне значення тиску за (4) дорівнює $p_{cr} = 1308$ Па. В статті цей розв'язок буде вважатися базовим.

Формула (4) прийнята за базову і в діючих нормативних документах [10], але там вона набуває наступного вигляду:

$$\sigma_{cr} = 0.55 \cdot E \cdot \frac{R}{H} \left(\frac{t}{R} \right)^{3/2}, \quad (6)$$

що відносно тиску перетворюється на

$$p_{cr}^n = 0.598 \cdot 0.92 \cdot E \cdot \frac{R}{H} \cdot \left(\frac{t}{R} \right)^{5/2}. \quad (7)$$

Рівняння (7) свідчить про те, що в нормах проектування використовується та ж формула Папковича, але з понижувальним коефіцієнтом $C_n = 0.598$, введення якого обумовлюється врахуванням можливих недосконалостей поверхні циліндричної оболонки. Обчислення критичного тиску за формулою (7) для оболонки з прийнятими параметрами дає $p_{cr}^n = 784$ Па. Це значення можна приймати як нормативне значення граничного радіального тиску для оболонки з недоскональностями.

Різниця між p_{cr} і p_{cr}^n виявляється суттєвою, тому постає питання щодо достатньої обґрунтованості формули (7). В статті відповідь на це питання шукається шляхом комп'ютерного моделювання поведінки оболонки за межами її тримальної здатності.

4. Скінченно-елементний аналіз стійкості оболонкової структури. Моделювання виконується в тривимірній постановці із застосуванням програмного комплексу ANSYS. При цьому використовуються скінченні елементи типу SHELL281 з 8 вузлами, в основі яких лежить теорія пластин Міндліна–Рейснера [11]. Отже, за зазначених вище умов скінченно-елементна модель матиме вигляд як на рис. 2.

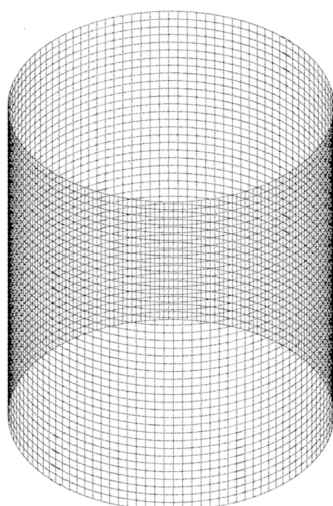


Рис. 2. Скінченно-елементна модель оболонкової структури

Лінійний аналіз на стійкість передбачає визначення власних значень дотичної матриці жорсткості конструкції, яка у загальному випадку є сумою матеріальної та геометричної матриць жорсткості. Керуюче рівняння, яке розв'язується для скінченно-елементної моделі оболонкової структури, має наступний вигляд:

$$(K + \lambda_i K_g) \psi_i = 0, \quad (8)$$

де K – матеріальна матриця жорсткості; K_g – геометрична матриця жорсткості; ψ_i – власний вектор, характерний для певної форми втрати стійкості; λ_i – відповідне власне значення. Останнє з погляду теорії стабільності систем можна трактувати як запас за стійкістю або фактор навантаження.

Аналіз виконується для оболонки з ідеально правильною початковою геометрією. При моделюванні оболонки у системі ANSYS критичний тиск для першої форми втрати стійкості дорівнював $p_{cr1} = 1634.6$ Па. На рис. 3 зображена оболонка після втрати стійкості за першою формою. Це головна форма, яка

має вигляд регулярних гармонічних відхилень з кількістю хвиль по периметру $n_{cr1} = 12$ і відповідає мінімальному значенню p_{cr1} . Для форм вищого порядку значення p_{cr1} можуть суттєво зростати (рис. 4), але реалізація таких форм вкрай малоімовірна.

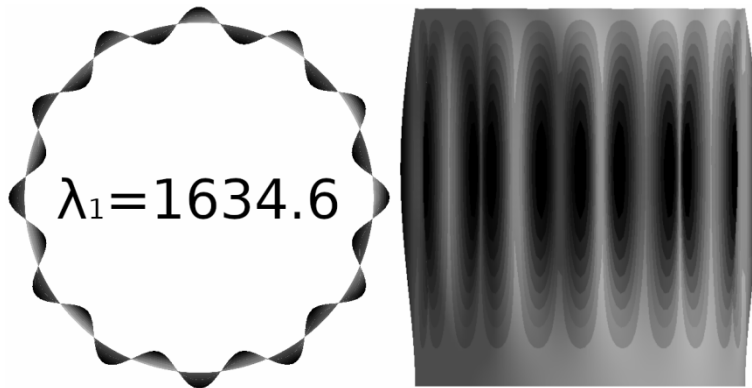


Рис. 3. Перша форма втрати стійкості при лінійному аналізі

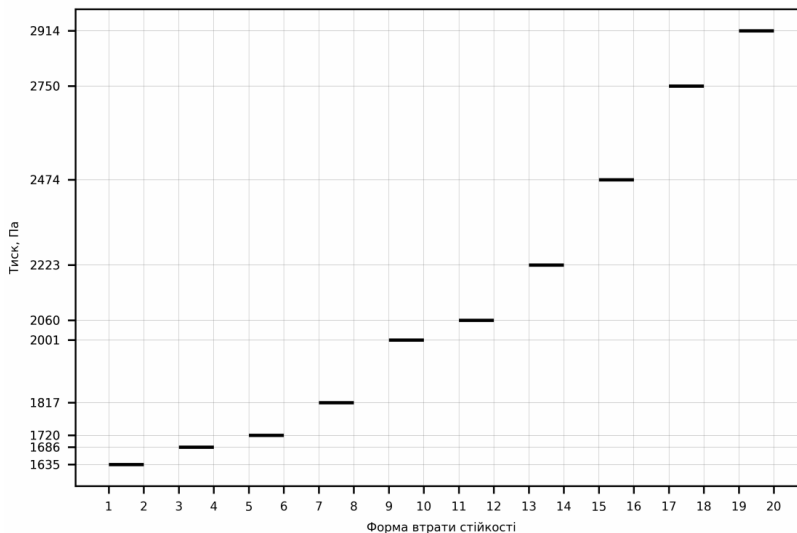


Рис. 4. Критичний тиск, визначений при лінійному аналізі

З наведеного випливає, що саме виникнення першої форми втрати стійкості є найбільш несприятливою ситуацією при навантаженні правильної оболонки зовнішнім тиском. Варто зазначити, що критичний тиск, визначений з використанням лінійного аналізу ($p_{cr1} = 1634.6$ Па), виявився помітно більшим критичної величини тиску ($p_{cr} = 1308$ Па) за формулою (4). Це можна пояснити прийнятими закріпленнями оболонки та тим фактом, що лінійний аналіз надає неконсервативну оцінку стійкості споруди.

Для оболонок з початковими недосконаlostями більш точне значення критичного тиску можна отримати за допомогою нелінійного аналізу, який передбачає пошук значення граничного навантаження в ітераційному режимі за допомогою модифікованого метода Рікса [12], який, на відміну від метода Ньютона-Рафсона [13], дозволяє визначати поведінку структури у закритичній зоні та прогнозувати нелінійний колапс конструкції.

Узагальнений алгоритм моделювання оболонки з початковими недосконаlostями наведено на рис. 5.

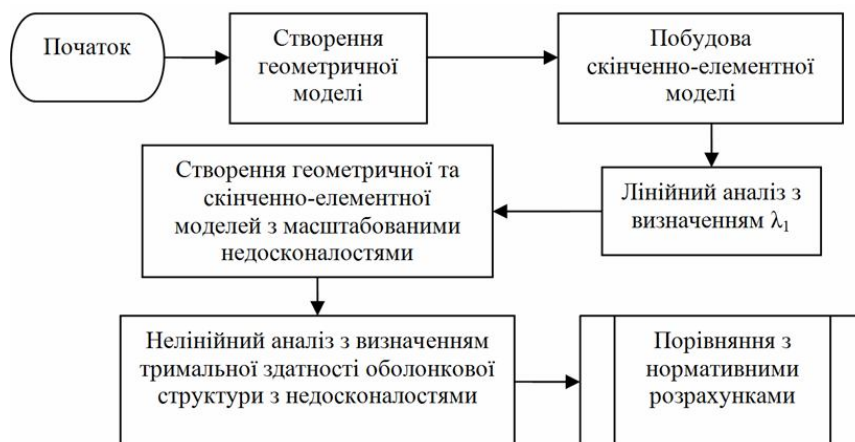


Рис. 5. Узагальнений алгоритм моделювання оболонки з початковими недосконалотями

Для оболонки, що досліджується, загальна форма початкових недосконалотей приймається подібною до першої форми втрати стійкості, яка була одержана при лінійному аналізі. Виходячи з теоретичних міркувань, саме така форма початкових недосконалотей буде найнесприятливішою, і саме тому така форма недосконалотей буде вважатися критичною. На рис. 6 наведено залежності відносної величини максимальних радіальних переміщень w/t поверхні оболонки з початковими критичними недосконалотями від відносної величини зовнішнього тиску p/p_{cr} . Графіки побудовані для різних відносних амплітуд початкових недосконалотей.

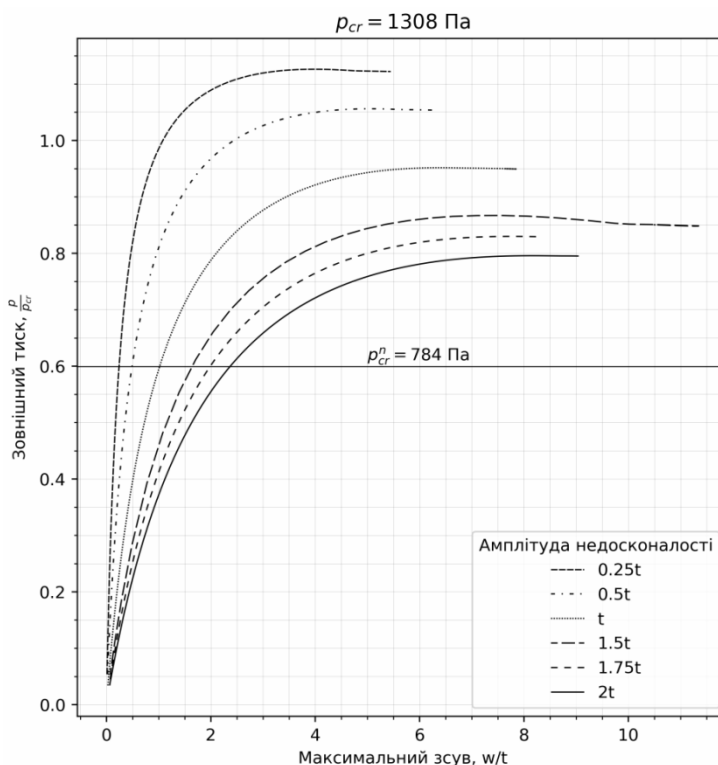


Рис. 6. Залежність максимальних радіальних переміщень поверхні оболонки з початковими критичними недосконалотями від зовнішнього тиску

Графіки показують, що граничні (максимальні, які витримує оболонка) величини тиску для оболонки з початковими недосконаlostями поступово зменшуються в порівнянні з критичним значенням тиску, що його визначено лінійним аналізом, і таке зменшення зростає при збільшенні амплітуди недосконаlostей. В той же час всі одержані значення граничного тиску суттєво перевищують нормативне значення $p_{cr}^n = 784$ Па.

Вище розглядалася найнесприятливіша періодична форма початкових відхилень оболонки. В дійсності геометричні недосконаlostі поверхні тонкостінних оболонок мають стохастичний характер. Результати натурних обстежень поверхні сталевих резервуарів дозволяють вважати [14, 15], що якісно картина недосконаlostей будь-якої тонкостінної поверхні може бути представлена у вигляді того чи іншого набору довго- і короткохвильових гармонічних відхилень, причому зі збільшенням довжини хвиль збільшується і амплітуда відхилення. При необхідності картина недосконаlostей поверхні якогось конкретного об'єкту може бути представлена у вигляді рядів Фур'є на основі результатів натурних обмірів його геометрії. У статті в рамках відомої статистики щодо відхилень поверхні сталевих резервуарів [14] моделювалася поверхня оболонки у вигляді комбінації синусоїдальних відхилень з різними амплітудами та кількістю хвиль n вздовж периметру, а саме: 1) короткохвильові відхилення з $n = 12$ (амплітуда a_0 по черзі приймалася рівною $0.25t, 0.5t, t, 1.5t, 1.75t, 2t$); 2) середньохвильові відхилення з $n = 4$ і амплітудою $a_0 = 10, t = 40$ мм та з $n = 6$ і амплітудою $a_0 = 2, t = 8$ мм; 3) довгохвильові відхилення з $n = 2$ і амплітудою $a_0 = 15t = 60$ мм. Тобто короткохвильові відхилення за першою формою втрати стійкості оболонки накладалися на можливі відхилення з довшою хвилею. Параметричне рівняння комбінованих таким чином початкових відхилень поверхні оболонки представлялося у наступному вигляді:

$$\begin{aligned} x &= (R + a_0 \sin(12\theta) + 60 \sin(2\theta) + 40 \sin(4\theta) + 8 \sin(6\theta)) \cos(\theta), \\ y &= (R + a_0 \sin(12\theta) + 60 \sin(2\theta) + 40 \sin(4\theta) + 8 \sin(6\theta)) \sin(\theta), \end{aligned} \quad (9)$$

де $R = 5215$, $a_0 \in [0.25t, 0.5t, t, 1.5t, 1.75t, 2t]$, $\theta \in 0..2\pi$.

Максимальні радіальні переміщення поверхні оболонки з комбінованими початковими недосконаlostями, заданими у формі (9), при дії зовнішнього тиску наведені на рис. 7.

З графіків випливає, що наявність довгохвильових недосконаlostей чинить мінімальний вплив на величини граничного тиску, але дещо змінює поведінку оболонки за межами граничного тиску, уповільнюючи процес поступового зниження тримальної здатності оболонки. На переміщеннях $(15 \div 20) \cdot w/t$, найімовірніше, має місце перебудова форми поверхні оболонки, на що вказує виникнення петлеподібних ділянок на графіках залежності w/t від p/p_{cr} . Всі ці процеси відбуваються при значно вищих величинах зовнішнього тиску в порівнянні з його нормативною величиною $p_{cr}^n = 784$ Па.

Висновки

1. Прийнятий в статті підхід до комп'ютерного моделювання циліндричної оболонки з початковими недосконаlostями дозволив одержати результати, які якісно добре узгоджуються з відомими теоретичними уявленнями щодо поведінки подібних оболонок в до- та закритичних станах.
2. Кількісні результати нелінійного аналізу з використанням комп'ютерного моделювання показали, що для циліндричної оболонки з заданими в статті параметрами геометрії форми та початковими недосконаlostями дійсне значення граничного зовнішнього тиску на 30-45% вище його нормативного значення, а закритичне зниження тиску відбувається повільно, не загрожуючи загальним змінам геометрії оболонки. Все це дає підстави для оцінювання тримальної здатності наведеної оболонки за дещо збільшеним значенням розрахункової величини зовнішнього тиску. Понижувальний коефіцієнт $C_n = 0.598$ у формулі (7) в певних випадках можна підвищити до 0.75 - 0.85.
3. Визначення розрахункової величини зовнішнього тиску для тонкостінних структур з початковими місцевими недосконаlostями форми найбільш ефективно виконувати за їх

дійсними параметрами на основі використання комп'ютерного моделювання. Це може суттєво скорегувати оцінку загальної тримальної здатності структури чи споруди в цілому.

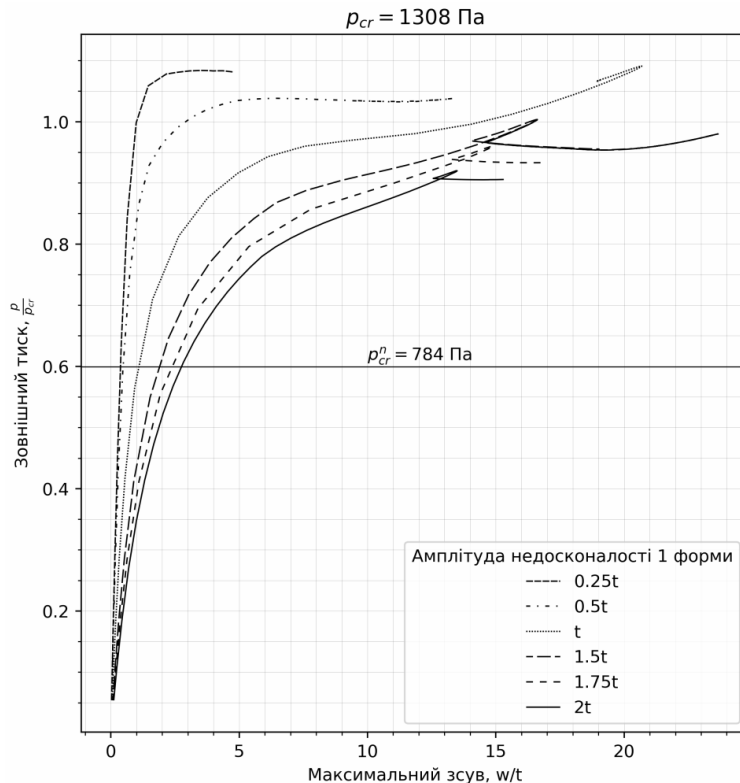


Рис. 7. Залежність максимальних радіальних переміщень поверхні оболонки від зовнішнього тиску при комбінованих початкових недосконалостях

Моделювання виконувалося у системі ANSYS ACADEMIC. Графіки будувалися за допомогою пакету matplotlib [16] для мови Python.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Timoshenko S., Woinowsky-Kreiger S. Theory of plates and shells. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc. - 1959.
2. Timoshenko S., Gere J. Theory of elastic stability. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc. - 1961.
3. Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. - М.: Машиностроение, 1961. - 312 с.
4. Колкунов Н.В. Основы расчета упругих оболочек. - М.: Высш. школа, 1972. - 296 с.
5. Yegorov Y., Kucherenko O., Repryntsev O. Finite element modelling of the contact between shell structure and foundation // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. - K.: KNUBA. - 2023. - Issue 110. - P. 421-429.
6. Calladine C. Understanding imperfection-sensitivity in the buckling of thin-walled shells // Thin-Walled Structures. - 1995. - Vol. 23. - Issue 1. - P. 215-235.
7. Bazhenov V.A., Luk'yanchenko O.O., Kostina O.O., Gerashchenko O.V. Probabilistic Approach to Determination of Reliability of an Imperfect Supporting Shell // Strength of Materials. - 2014. - Vol. 46. - Issue 4. - P. 567-574.
8. Fina M., Weber P., Wagner W. Polymorphic uncertainty modelling for the simulation of geometric imperfections in probabilistic design of cylindrical shells // Structural Safety. - 2020. - Vol. 82. - P. 1 - 20.
9. Koiter W. On the stability of elastic equilibrium. Washington: National Aeronautics and Space Administration. - 1967.
10. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. - К.: Мінрегіон України, 2014. - 199 с.
11. Mindlin R. Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates // ASME Journal of Applied Mechanics. - 1951. - Vol. 18. - P. 31 - 38.
12. Riks E. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems // International Journal of Solids and Structures. - 1979. - Vol. 15. - Issue 7. - P. 524 - 551.

13. Ben-Israel A. A Newton-Raphson method for the solution of systems of equations // Journal of Mathematical Analysis and Applications. – 1966. – Vol. 15. – Issue 2. – P. 243-252.
14. Егоров Е. А. Исследование и методы расчетной оценки прочности, устойчивости и остаточного ресурса стальных резервуаров, находящихся в эксплуатации: монография. – Днепропетровск: ПГАСА, 1996. – 99 с.
15. Гудрамович В.С., Деменков А.Ф., Егоров Е.А., Репринцев А.В. О влиянии технологии изготовления на несущую способность стальных резервуаров // Проблемы прочности. - 2006. – №4. – С. 125-131.
16. Hunter J. Matplotlib: A 2D graphics environment // Computing in Science & Engineering. – 2007. – Vol. 9. - №3. – P. 90-95.

REFERENCES

1. Timoshenko S., Woinowsky-Kreiger S. Theory of plates and shells. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc. - 1959.
2. Timoshenko S., Gere J. Theory of elastic stability. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc. - 1961.
3. Alfutov N.A. Osnovy rascheta na ustoichivost upruhikh system. (Fundamentals of elastic systems stability calculating). Moscow: Mashinostroenie. - 1961.
4. Kolkunov N.V. Osnovy rascheta upruhikh obolochek. (Fundamentals of elastic shells calculation). Moscow: Vysshaja shkola. - 1972.
5. Yegorov Y., Kucherenko O., Repryntsev O. Finite element modelling of the contact between shell structure and foundation // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA. - 2023. – Issue 110. – P. 421-429.
6. Calladine C. Understanding imperfection-sensitivity in the buckling of thin-walled shells // Thin-Walled Structures. – 1995. – Vol. 23. – Issue 1. - P. 215–235.
7. Bazhenov V.A., Luk'yanchenko O.O., Kostina O.O., Gerashchenko O.V. Probabilistic Approach to Determination of Reliability of an Imperfect Supporting Shell // Strength of Materials. – 2014. - Vol. 46. – Issue 4. - P. 567-574.
8. Fina M., Weber P., Wagner W. Polymorphic uncertainty modelling for the simulation of geometric imperfections in probabilistic design of cylindrical shells // Structural Safety. – 2020. – Vol. 82. - P. 1 – 20.
9. Koiter W. On the stability of elastic equilibrium. Washington: National Aeronautics and Space Administration. – 1967.
10. DBN B.2.6-198:2014. Stalevi konstruktsii. Normy proektuvannia. (Steel structures. Design standards). Kyiv: Ministry of Regions of Ukraine, 2014.
11. Mindlin R. Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates // ASME Journal of Applied Mechanics. – 1951. – Vol. 18. - P. 31 – 38.
12. Riks E. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems // International Journal of Solids and Structures. – 1979. – Vol. 15. – Issue 7. – P. 524 – 551.
13. Ben-Israel A. A Newton-Raphson method for the solution of systems of equations // Journal of Mathematical Analysis and Applications. – 1966. – Vol. 15. – Issue 2. – P. 243-252.
14. Yegorov Y. A. Issledovanie i metody raschetnoi otsenki prochnosti, ustoichivosti i ostatochnoho resursa stalnykh rezervuarov, nakhodiashchysia v eksploatatsii: monohrafiya. (Research and methods for calculating the strength, stability and residual life of steel tanks in operation: monograph). Dnepropetrovsk: PGASA. - 1996.
15. Hudramovych V.S., Demenkov A.F., Egorov E.A., Repryntsev A.V. O vlianii tehnologii izgotovleniia na nesushchiu sposobnost stalnykh rezervuarov. (On the influence of the technology of manufacturing on the load-carrying capacity of steel tanks) // Problemy prochnosti. - 2006. – №4. – P. 125-131.
16. Hunter J. Matplotlib: A 2D graphics environment // Computing in Science & Engineering. – 2007. – Vol. 9. - №3. – P. 90-95.

Стаття надійшла 12.09.2023

Егоров Е.А., Кучеренко О.С.

КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТОНКОСТІННИХ ОБОЛОНКОВИХ СТРУКТУР З ГЕОМЕТРИЧНИМИ НЕДОСКОНАЛОСТЯМИ

В статті розглядається задача моделювання тонкостінних циліндричних оболонкових структур з початковими недоскональностями під дією зовнішнього радіального тиску. Критичний тиск, визначений для ідеальної оболонки з використанням лінійного аналізу, виявився помітно більшим критичного тиску, який обчислено за формулою Папковича, що пояснюється прийнятими закріпленнями оболонки та тим фактом, що лінійний аналіз надає неконсервативну оцінку стійкості. Для оболонки, що досліджується, загальна форма початкових недоскональностей приймалася подібною до першої форми втрати стійкості зі змінною амплітудою, причому граничні величини тиску, які визначені в ітераційному режимі за допомогою модифікованого метода Рікса, менші за критичне значення тиску, яке отримано при лінійному аналізі. В той же час всі одержані значення граничного тиску суттєво перевищують нормативне значення. Також моделювалася поверхня оболонки у вигляді комбінації синусоїдальних відхилень з різними амплітудами та кількістю хвиль вздовж периметру. Короткохвильові відхилення за першою формою втрати стійкості оболонки накладалися на можливі відхилення з довгою хвилею. Наявність довгохвильових недоскональностей чинить мінімальний вплив на величини граничного тиску, але помітно змінює поведінку оболонки за межами граничного тиску, що відображено на відповідних графіках у вигляді петель. Ці процеси відбуваються при значно вищих величинах

зовнішнього тиску в порівнянні з його нормативною величиною. Результати моделювання добре узгоджуються з відомими теоретичними уявленнями щодо поведінки подібних оболонок в до- та закритичних станах. Нелінійний аналіз показав, що для циліндричної оболонки з заданими в статті параметрами дійсне значення граничного зовнішнього тиску на 30-45% вище його нормативного значення, а закритичне зниження тиску відбувається дуже повільно, не загрожуючи загальним змінам геометрії оболонки. Це дає підстави для більш точного оцінювання тримальної здатності зазначених оболонкових структур.

Ключові слова: моделювання, оболонка, недосконалість, стійкість, радіальний тиск, скінченний елемент, нелінійний аналіз, ANSYS.

Yegorov Y.A., Kucherenko O.Y.

COMPUTER MODELLING OF THIN-WALLED SHELL STRUCTURES WITH GEOMETRIC IMPERFECTIONS

The study presented in the article focuses on modelling of thin-walled cylindrical shell structures with initial geometrical imperfections under external radial pressure. The critical pressure of the perfect shell obtained using linear analysis significantly exceeded that calculated by the Papkovich formula. This discrepancy can be attributed to the shell displacement constraints and the fact that linear analysis provides non-conservative estimates. Initially, the geometric imperfections were assumed to follow an eigenmode-affine pattern with varying amplitudes. Critical pressure values iteratively determined using the modified Ricks method were found to be lower than the critical pressure of the first buckling mode. Importantly, all these values remained notably higher than the normative value. Subsequently, the initial imperfections were modelled as combinations of sinusoidal deviations with different amplitudes and varying numbers of waves along the perimeter. Short-wavelength eigenmode-affine imperfections were superimposed on longer-wavelength deviations. The research indicated that while the long-wavelength imperfections had a marginal impact on the critical pressure values, they notably altered the post-buckling behaviour of the shell, as depicted in load-deflection figures in the form of loops. These processes occurred at pressure levels considerably higher than the normative value. The simulation results are in good agreement with established theories regarding the pre- and post-buckling behaviour of thin-walled shells. Nonlinear analysis revealed that the actual critical pressure values exceeded the normative value by 30-45%, and the post-buckling pressure values exhibited a gradual decrease without posing a threat to abrupt changes in the geometry of the shells. This outcome provides a basis for a more accurate estimation of the load-carrying capacity of the shell structures.

Keywords: modelling, shell, imperfection, buckling, radial pressure, finite element, nonlinear analysis, ANSYS.

УДК 004.942:539.3:624.04

Єгоров Є.А., Кучеренко О.Є. Комп'ютерне моделювання тонкостінних оболонкових структур з геометричними недосконалістями // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 205-213.

Розглядається задача моделювання тонкостінних оболонкових структур з геометричними недосконалістями, визначаються значення критичного тиску за допомогою лінійного аналізу та модифікованого метода Рікса.
Іл. 7. Бібліогр. 16 назв.

UDC 004.942:539.3:624.04

Yegorov Y.A., Kucherenko O.Y. Computer modelling of thin-walled shell structures with geometric imperfections // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*- К.: KNUBA, 2023. – Issue 111. - P. 205-213.

The study focuses on modelling of thin-walled cylindrical shell structures with initial geometrical imperfections, the values of critical pressure are determined using linear analysis and the modified Riks method.
Fig. 7. Ref. 16.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри металевих конструкцій ЄГОРОВ Євгеній Аркадійович.

Адреса робоча: 49600, м. Дніпро, вул. Чернишевського, 24а, ДВНЗ "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури", ЄГОРОВ Євгеній Аркадійович.

E-mail: evg_egorov@ukr.net

Мобільний тел.: +380679451816

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0003-2993-0570>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук (PhD), науковий співробітник КУЧЕРЕНКО Олександр Євгенович.

Адреса робоча: 49005, м. Дніпро, вул.Лешко-Попеля, 15, Інститут технічної механіки Національної академії наук України і Державного космічного агентства України, КУЧЕРЕНКО Олександр Євгенович.

E-mail: akch7@cryptolab.net

ORCID ID: <http://orcid.org/0009-0008-6534-8178>

УДК 539.3

ВПЛИВ НЕКАНОНІЧНОЇ ФОРМИ ГРАНИЧНИХ І КОНТАКТНИХ ПОВЕРХОНЬ, БЛИЗЬКИХ ДО СФЕРИЧНИХ, НА НАПРУЖЕНИЙ СТАН ТОВСТИХ ОБОЛОНОК ОБЕРТАННЯ ПІД ДІЄЮ ТИСКУ

В.М. Неміш¹,

канд. фіз.-мат. наук, доцент

Д.Г. Чернописький²,

доктор тех. наук, науковий співробітник

¹Західноукраїнський національний університет, м. Тернопіль²Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу, м. Івано-Франківськ

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.214-222

На основі загального розв'язку рівнянь рівноваги для ізотропного середовища у сферичній системі координат у рамках другого варіанта методу збурення форми границі (МЗФГ) отримано з урахуванням перших трьох наближень розв'язку задачі про напружено-деформований стан (НДС) товстих шаруватих оболонок обертання, обмежених поверхнями з малою амплітудою відхилення від сферичних. Згідно аналітичних розв'язків отримано числові дані, які дозволили провести аналіз напружено-деформованого стану оболонок під дією постійного або змінного осесиметричного (внутрішнього і зовнішнього) тиску. Залежно від геометричних параметрів рівнянь неканонічних поверхонь оболонок показано вплив умов ідеального і неідеального контакту між шарами на перерозподіл напружень порівняно з випадком сферичної оболонки з шаруватою структурою (канонічна форма – нульове наближення).

Ключові слова: товсті шаруваті неканонічні оболонки, близькі до сферичних, постійний і змінний тиск.

Вступ

Замкнуті товсті шаруваті оболонки як із сферичною так із близькою до неї неканонічною формою поверхонь мають широке застосування у вигляді резервуарів для зберігання рідин, що мають агресивні властивості. Тому актуальними є дослідження величини концентрації напружень у найбільш критичних точках оболонок зумовлених зміною кривизни неканонічної поверхні.

1. Постановка і методика розв'язання граничних задач про пружну рівновагу шаруваті оболонки обертання з неканонічною формою поверхонь шарів

Розглядаються товстостінні тришарові пружні оболонки з внутрішньою S_0 і зовнішньою S_4 поверхнями, які задані рівняннями

$$S_l \sim r = r_l + \varepsilon \omega_l f(\theta) \quad (r_0 \equiv 1; r_l = \text{const} > 1, \quad \varepsilon \ll 1, \quad -1 \leq \omega_l \leq 1; l = \overline{0, 4}), \quad (1)$$

де r, θ, α — безрозмірні сферичні координати (θ – кут широти, α – довготи, ε — амплітуда відхилення неортогональної поверхні від сферичної ($r_l = \text{const}$). Комбінація параметрів ω_l ($\omega_l = \pm 1; 0$) дозволяє отримати сімейство оболонок задежно від форми контактних і граничних поверхонь S_l . Згідно параметричного рівняння (1) отримуємо ряд варіантів форм оболонок, які приведено у табл. 1.

При осевій симетрії форми поверхонь (1) оболонок і заданих на них відповідно осесиметричних зусиллях $\tau_{\theta l}$ і $\tau_{r l}$, граничні умови мають вигляд

$$\begin{aligned} (\sigma_{rr,1} n_{r0} + \sigma_{r\theta,1} n_{\theta 0})_{S_{0, I-VIII}} &= \tau_{r,0}; \quad (\sigma_{r\theta,1} n_{r0} + \sigma_{\theta\theta,1} n_{\theta 0})_{S_{0, I-VIII}} = \tau_{\theta 0}; \\ (\sigma_{rr,4} n_{r4} + \sigma_{r\theta,4} n_{\theta 4})_{S_{4, I-VIII}} &= \tau_{r,4}; \quad (\sigma_{r\theta,4} n_{r4} + \sigma_{\theta\theta,4} n_{\theta 4})_{S_{4, I-VIII}} = \tau_{\theta 4}, \end{aligned} \quad (2)$$

де $\tau_{il} = \bar{\tau}_l \cdot \bar{e}_l$ ($\bar{e}_r, \bar{e}_\theta$ — одиничні орти координатних осей). При цьому вектори зовнішніх зусиль $\bar{\tau}_l$ ($\tau_{r,l}, \tau_{\theta,l}$ – проекції вектора), заданих на граничних поверхнях, допускають представлення

$$\bar{\tau}_i = \pm |\tau_i| \bar{e}_{n,i}, \tag{3}$$

де знаку “+” відповідають розтягуючі зусилля, а “-” – стискаючі.

Таблиця 1

Варіанти оболонок	Рівняння внутрішньої поверхні $S_0 \sim \omega_0 = 0; \pm 1$	Рівняння зовнішньої поверхні $S_4 \sim \omega_1 = 0; \pm 1$
I	$r = 1$	$r = r_4 + \varepsilon f(\theta)$
II	$r = 1 + \varepsilon f(\theta)$	$r = r_4$
III	$r = 1$	$r = r_4 - \varepsilon f(\theta)$
IV	$r = 1 - \varepsilon f(\theta)$	$r = r_4$
V	$r = 1 + \varepsilon f(\theta)$	$r = r_4 + \varepsilon f(\theta)$
VI	$r = 1 - \varepsilon f(\theta)$	$r = r_4 - \varepsilon f(\theta)$
VII	$r = 1 + \varepsilon f(\theta)$	$r = r_4 - \varepsilon f(\theta)$
VIII	$r = 1 - \varepsilon f(\theta)$	$r = r_4 + \varepsilon f(\theta)$

Напрявні косинуси $n_{r,l}, n_{\theta,l}$ одиничної нормалі $\bar{e}_{n,l}$ для внутрішньої ($\bar{e}_{n0} = n_{r0}\bar{e}_r + n_{\theta0}\bar{e}_\theta$) і зовнішньої ($\bar{e}_{n4} = n_{r4}\bar{e}_r + n_{\theta4}\bar{e}_\theta$) поверхонь згідно [1, 3] визначаються формулами

$$\begin{pmatrix} n_{r,4} \\ n_{r,0} \end{pmatrix} = \pm r \left[r^2 + \left(\frac{dr}{d\theta} \right)^2 \right]^{-1/2}; \quad \begin{pmatrix} n_{\theta,4} \\ n_{\theta,0} \end{pmatrix} = \mp \frac{dr}{d\theta} \left[r^2 + \left(\frac{dr}{d\theta} \right)^2 \right]^{-1/2}; \quad n_{0\alpha} = n_{4\alpha} \equiv 0 \text{ при } r = r_l + \varepsilon \omega_l f(\theta). \tag{4}$$

Задовільнити крайовим умовам (2) безпосередньо неможливо, тому що в даній постановці задачі по крайній мірі одна із граничних поверхонь (1) є некоординатною, тому у випадку осевої симетрії розв’язки поставленої задачі для переміщень і напружень у довільному наближенні мають вигляд ($t = r, \theta; m = r, \theta, \alpha$)

$$u_{t,k} = \sum_{n=0}^{\infty} \varepsilon^n u_{t,k}^{(n)} + O(\varepsilon^3), \quad \sigma_{m,l,k} = \sum_{n=0}^{\infty} \varepsilon^n \sigma_{m,l,k}^{(n)} + O(\varepsilon^3), \quad k = 1, 2, 3 \tag{5}$$

Припускаємо, що задані на границі зусилля і форма поверхонь оболонки S_0 і S_4 згідно рівнянь (1) є такими, що шукані переміщення і напруження (5) на граничних поверхнях допускають розклад у ряди Тейлора в околі $r = 1, r = r_l (r_l > 1; l = 0, 4)$

$$(u_{t,k}, \sigma_{m,l,k})_{S_l} = \sum_{n=0}^{\infty} \varepsilon^n \sum_{s=0}^n \frac{\omega_l^s f^s(\theta)}{s!} \left[\frac{\partial^s}{\partial r^s} (u_{t,k}^{(n-s)}, \sigma_{m,l,k}^{(n-s)}) \right]_{r=r_l}. \tag{6}$$

Якщо згідно (1) надати змінній r у виразах (6) значення $r = r_l + \varepsilon \omega_l f(\theta)$ і перейти до їх розкладу у ряди за степенями ε , то у довільному наближенні отримаємо згідно (4) формули для напрямних косинусів $n_{r,l}, n_{\theta,l}$ нормалі $\bar{e}_{n,l}$ для поверхні S_l

$$n_{r,l} = \sum_{v=0}^{\infty} \varepsilon^v \left[\gamma_{v,l} + \frac{\omega_l f(\theta)}{r_l} \gamma_{v-1,l} \right]; \quad n_{\theta,l} = -\frac{\omega_l}{r_l} \frac{df(\theta)}{d\theta} \sum_{v=1}^{\infty} \varepsilon^v \gamma_{v-1,l}, \quad \gamma_{-1,l} \equiv 0, \tag{7}$$

де

$$\gamma_{m,l} = \sum_{k=0}^m \sum_{n=0}^k (-1)^k \frac{k!(2k-1)!}{(k-n)!n!(2k)!!} A_l^{k-n} B_l^{k-n}, \quad k+n=m,$$

$$A_l = 2\omega_l \frac{f}{r_l}, \quad B_l = \frac{\omega_l^2}{r_l^2} \left[f^2 + \left(\frac{df}{d\theta} \right)^2 \right].$$

Зауважимо, що згідно оцінок [3] область збіжності функціонального ряду (7) визначається через значення величин A_l, B_l залежно від геометричних параметрів рівнянь (1) щодо умов застосування МЗФГ.

Якщо вектор зовнішніх зусиль у вигляді (3) спроекувати на координатні осі

$$\bar{\tau}_l \cdot \bar{e}_r = \pm |\tau_l| \bar{e}_{nl} \cdot \bar{e}_r = \pm |\tau_l| n_{rl} = \tau_{rl}, \quad \bar{\tau}_l \cdot \bar{e}_\theta = \pm |\tau_l| \bar{e}_{nl} \cdot \bar{e}_\theta = \pm |\tau_l| n_{\theta l} = \tau_{\theta l}, \quad (8)$$

то на основі виразів (8) його компоненти можна отримати у вигляді рядів за степенями ε

$$\tau_{rl} = \pm |\tau_l| \sum_{v=0}^{\infty} \varepsilon^v \left[\gamma_{v,l} + \frac{\omega_l f(\theta)}{r_l} \gamma_{v-1,l} \right], \quad \tau_{\theta l} = \pm |\tau_l| \left[-\frac{\omega_l}{r_l} \frac{df(\theta)}{d\theta} \sum_{v=1}^{\infty} \varepsilon^v \gamma_{v-1,l} \right], \quad (9)$$

Тоді на основі (3) і розкладів (8), (9) у довільному наближенні граничні умови отримаємо у вигляді ($j = r, \theta$)

$$\left\{ \sigma_{rj,k}^{(n)} + \sum_{s=1}^n \left[D_{1l}^{(s)} \sigma_{rj,k}^{(n-s)} + D_{2l}^{(s)} \sigma_{\theta j,k}^{(n-s)} \right] \right\} \Big|_{r=r_l} = \tau_{jl}^{(n)}, \quad (10)$$

$$n \geq 1, l = 0 \sim r = 1; l = 4 \sim r = r_4.$$

Тут $D_{1l}^{(s)}, D_{2l}^{(s)}$ – диференціальні оператори визначаються для кожної із граничних поверхонь (1) через функцію $f(\theta)$ і у довільному наближенні для осесиметричних задач мають вигляд

$$L_l^{(s)} = \frac{\omega_l^s f^s}{s!} \frac{\partial}{\partial r^s}, \quad D_{1l}^{(s)} = \sum_{k=0}^s \left(\gamma_{v,l} + \frac{\omega_l f(\theta)}{r_l} \gamma_{v-1,l} \right) L_l^{(s-k)}, \quad D_{2l}^{(s)} = -\frac{\omega_l}{r_l} \frac{df}{d\theta} \sum_{k=1}^s \gamma_{k-1,l} L_l^{(s-k)}. \quad (11)$$

Для розв’язку поставленої вище задачі обмежимося першими трьома наближеннями. Тоді згідно з [3] вирази для переміщень і напружень відповідно мають вигляд ($t = r, \theta; m = r, \theta, \alpha$)

$$u_{t,k} = \sum_{n=0}^2 \varepsilon^n u_{t,k}^{(n)} + O(\varepsilon^3), \quad \sigma_{mt,k} = \sum_{n=0}^2 \varepsilon^n \sigma_{mt,k}^{(n)} + O(\varepsilon^3) \quad (12)$$

і на неканонічних граничних поверхнях S_0 і S_4 та контактних поверхнях S_l

$$(u_{t,k}, \sigma_{mt,k})_{S_l} = \sum_{n=0}^2 \varepsilon^n \sum_{s=0}^n \frac{\omega_l^s f^s(\theta)}{s!} \left[\frac{\partial^s}{\partial r^s} (u_{t,k}^{(n-s)}, \sigma_{mt,k}^{(n-s)}) \right] \Big|_{r=r_l} + O(\varepsilon^3) \quad (13)$$

при $r = 1, r = r_l (r_l > 1; l = 0, 4)$.

Згідно (7) у перших трьох наближень отримаємо розклади за степенями ε напрямних косинусів $n_{4r}, n_{l\theta}$ для нормалі \bar{e}_{4n} зовнішньої поверхні S_4

$$n_{r4} = \cos(\bar{e}_{n4}, \bar{e}_r) = \alpha_0 + \alpha_1 \varepsilon + \alpha_2 \varepsilon^2 + O(\varepsilon^3), \quad n_{\theta 4} = \cos(\bar{e}_{n4}, \bar{e}_\theta) = \beta_0 + \beta_1 \varepsilon + \beta_2 \varepsilon^2 + O(\varepsilon^3), \quad (14)$$

де

$$\alpha_0 = 1, \quad \alpha_1 = 0, \quad \alpha_2 = -\frac{\omega_1^2}{2r_1^2} \left[\frac{df(\theta)}{d\theta} \right]^2, \quad \beta_0 = 0, \quad \beta_1 = -\frac{\omega_1}{r_1} \frac{df(\theta)}{d\theta}, \quad \beta_2 = \frac{\omega_1^2}{r_1^2} f(\theta) \frac{df(\theta)}{d\theta}.$$

Вирази напрямних косинусів $n_{r0}, n_{\theta 0}$ одиничної нормалі \bar{e}_{0n} для внутрішньої поверхні S_0 отримаємо із (14) при значенні $r_1 = 1$, тобто

$$n_{r0} = -\cos(\bar{e}_{n0}, \bar{e}_r) = \alpha_0 + \alpha_1 \varepsilon + \alpha_2 \varepsilon^2 + O(\varepsilon^3), \quad n_{\theta 0} = -\cos(\bar{e}_{n0}, \bar{e}_\theta) = \beta_0 + \beta_1 \varepsilon + \beta_2 \varepsilon^2 + O(\varepsilon^3), \quad (15)$$

де

$$\alpha_0 = -1, \quad \alpha_1 = 0, \quad \alpha_2 = \frac{\omega_0^2}{2} \left[\frac{df(\theta)}{d\theta} \right]^2, \quad \beta_0 = 0, \quad \beta_1 = \omega_0 \frac{df(\theta)}{d\theta}, \quad \beta_2 = -\omega_0^2 f(\theta) \frac{df(\theta)}{d\theta}.$$

Згідно умов (9) вважаємо, що шарові товстостінні ізотропні оболонки виду I—VIII знаходяться під дією внутрішнього $\bar{\tau}_0$ і зовнішнього $\bar{\tau}_1$ тиску

$$\bar{\tau}_0|_{S_0} = -\sigma_0 \bar{e}_{n0}; \quad \bar{\tau}_1|_{S_4} = -\sigma_1 \bar{e}_{n4}, \quad (16)$$

де σ_0, σ_1 - величини інтенсивності.

Тоді згідно (14)-(16) представимо розклад проєкцій зусиль на зовнішній поверхні в ряди по степенях ε у вигляді

$$F_{4r} = F_{4r}^{(0)} + \varepsilon F_{4r}^{(1)} + \varepsilon^2 F_{4r}^{(2)} + O(\varepsilon^3), \quad F_{4\theta} = F_{4\theta}^{(0)} + \varepsilon F_{4\theta}^{(1)} + \varepsilon^2 F_{4\theta}^{(2)} + O(\varepsilon^3), \quad (17)$$

де

$$F_{4r}^{(0)} = -\sigma_1, \quad F_{4r}^{(1)} = 0, \quad F_{4r}^{(2)} = \frac{\omega_1^2 \sigma_1}{2r_4^2} \left[\frac{df(\theta)}{d\theta} \right]^2;$$

на внутрішній поверхні

$$F_{0r} = F_{0r}^{(0)} + \varepsilon F_{0r}^{(1)} + \varepsilon^2 F_{0r}^{(2)} + O(\varepsilon^3), \quad F_{0\theta} = F_{0\theta}^{(0)} + \varepsilon F_{0\theta}^{(1)} + \varepsilon^2 F_{0\theta}^{(2)} + O(\varepsilon^3), \quad (18)$$

де

$$F_{0r}^{(0)} = \sigma_0, \quad F_{0r}^{(1)} = 0, \quad F_{0r}^{(2)} = -\frac{\omega_0^2 \sigma_0}{2} \left[\frac{df(\theta)}{d\theta} \right]^2;$$

$$F_{0\theta}^{(0)} = 0, \quad F_{0\theta}^{(1)} = -\omega_0 \sigma_0 \frac{df(\theta)}{d\theta}, \quad F_{0\theta}^{(2)} = \omega_0^2 \sigma_0 f(\theta) \frac{df(\theta)}{d\theta}.$$

Таким чином, на основі співвідношень (10), (11), (14) і розкладів у ряди (15), (16) і (17), (18) у перших трьох наближеннях граничні умови на поверхнях оболонок різної форми (табл. 1; варіанти I–VIII) отримуємо для напружень на зовнішній поверхні у наступному вигляді:

$$\sigma_{rr,3}^{(0)}|_{r=r_4} = -\sigma_1; \quad \sigma_{rr,3}^{(1)}|_{r=r_4} = -[D_{11}^{(1)} \sigma_{rr,3}^{(0)} + D_{21}^{(1)} \sigma_{r\theta,3}^{(0)}]_{r=r_4} + F_{1r}^{(1)};$$

$$\sigma_{r\theta,3}^{(1)}|_{r=r_4} = -[D_{11}^{(1)} \sigma_{r\theta,3}^{(0)} + D_{21}^{(1)} \sigma_{\theta\theta,3}^{(0)}]_{r=r_4} + F_{1\theta}^{(1)};$$

$$\sigma_{rr,3}^{(2)}|_{r=r_4} = -[(D_{11}^{(1)} \sigma_{rr,3}^{(1)} + D_{21}^{(1)} \sigma_{r\theta,3}^{(1)}) + D_{11}^{(2)} \sigma_{rr,3}^{(0)} + D_{21}^{(2)} \sigma_{r\theta,3}^{(0)}]_{r=r_4} + F_{1r}^{(2)};$$

$$\sigma_{r\theta,3}^{(2)}|_{r=r_4} = -[(D_{11}^{(1)} \sigma_{r\theta,3}^{(1)} + D_{21}^{(1)} \sigma_{\theta\theta,3}^{(1)}) + D_{11}^{(2)} \sigma_{r\theta,3}^{(0)} + D_{21}^{(2)} \sigma_{\theta\theta,3}^{(0)}]_{r=r_4} + F_{1\theta}^{(2)}; \quad (19)$$

на внутрішній поверхні

$$\sigma_{rr,1}^{(0)}|_{r=1} = \sigma_0; \quad \sigma_{r\theta,1}^{(0)}|_{r=1} = 0; \quad \sigma_{rr,1}^{(1)}|_{r=1} = -[D_{10}^{(1)} \sigma_{rr,1}^{(0)} + D_{20}^{(1)} \sigma_{r\theta,1}^{(0)}]_{r=1} + F_{0r}^{(1)};$$

$$\sigma_{r\theta,1}^{(1)}|_{r=1} = -[D_{10}^{(1)} \sigma_{r\theta,1}^{(0)} + D_{20}^{(1)} \sigma_{\theta\theta,1}^{(0)}]_{r=1} + F_{0\theta}^{(1)}; \quad (20)$$

$$\sigma_{rr,1}^{(2)}|_{r=1} = -[(D_{10}^{(1)} \sigma_{rr,1}^{(1)} + D_{20}^{(1)} \sigma_{r\theta,1}^{(1)}) + D_{10}^{(2)} \sigma_{rr,1}^{(0)} + D_{20}^{(2)} \sigma_{r\theta,1}^{(0)}]_{r=1} + F_{0r}^{(2)};$$

$$\sigma_{r\theta,1}^{(2)}|_{r=1} = -[(D_{10}^{(1)} \sigma_{r\theta,1}^{(1)} + D_{20}^{(1)} \sigma_{\theta\theta,1}^{(1)}) + D_{10}^{(2)} \sigma_{r\theta,1}^{(0)} + D_{20}^{(2)} \sigma_{\theta\theta,1}^{(0)}]_{r=1} + F_{0\theta}^{(2)}.$$

Тут $D_{1l}^{(s)}, D_{2l}^{(s)}$ ($s=1,2; l=0,4$) – диференціальні оператори, які у перших трьох наближеннях мають вигляд

$$D_{1l}^{(0)} = 1; \quad D_{2l}^{(0)} \equiv 0 \quad (r_0 \equiv 1; r_4); \quad D_{1l}^{(1)} = \omega_l f(\theta) \frac{\partial}{\partial r}, \quad D_{2l}^{(1)} = -\frac{\omega_l}{r_l} f'(\theta);$$

$$D_{2l}^{(2)} = \frac{\omega_l^2}{r_l} f(\theta) f'(\theta) \left(\frac{1}{r_l} - \frac{\partial}{\partial r} \right), \quad f'(\theta) = \frac{df}{d\theta}. \quad (21)$$

Отже, параметрична форма представлення рівнянь поверхонь (1) і диференціальних операторів (21), коефіцієнтів розкладу зовнішніх зусиль у ряди за ε дозволило у перших трьох наближеннях отримати граничні умови та розробити загальний алгоритм розрахунку НДС ряду

ізотропних оболонок із складною геометричною формою поверхонь, що знаходяться під дією внутрішнього або зовнішнього тиску.

За вихідне нульове наближення $\sigma_{mn,k}^{(0)}$ береться точний розв'язок відповідної граничної задачі для порожнинної сфери. Згідно умов (19), (20) розв'язок задачі у першому і другому наближенні зводиться до розв'язку послідовності просторових задач для шаруватої порожнинної сфери. При цьому для побудови граничних умов у кожному із наступних наближень використовуємо розв'язки, які отримані у попередніх наближеннях. По аналогії з нульовим зберігається аналітична структура розв'язків у вищих наближеннях, які автоматично задовільняють рівнянням рівноваги. Це дозволяє ефективно застосувати МЗФГ при визначенні НДС товстих неканонічних оболонок шаруватої структури у випадках коли відповідні просторові граничні задачі допускають у сферичних координатах точні аналітичні розв'язки у нульовому наближенні для ізотропного і трансверсально ізотропного матеріалу [2].

2. Загальні розв'язки рівнянь рівноваги у вищих наближеннях

Зазначемо, що основна перевага варіантів МЗФГ [1,3] у розв'язку задач пружності для тіл з неканонічними поверхнями над іншими наближеними аналітичними методами полягає у збереженні вигляду структури рівнянь рівноваги при побудові розв'язків від попередніх до наступних наближень.

Вважаємо, що матеріал кожного із шарів має ізотропні властивості. Для осесиметричних задач у випадку ізотропних оболонок з осью симетрії поверхонь відносно осі z під дією осесиметричних сил у довільному наближенні компоненти НДС згідно [2] запишемо у формі Папковича-Нейбера для компонент вектора переміщень $u_{r,l}^{(j)}$, $u_{\theta,l}^{(j)}$ ($u_{\alpha,l}^{(j)} \equiv 0$),

$$u_{r,l}^{(j)} = \sum_{n=0}^{\infty} [A_{1n,l}^{(j)} n \left(\frac{r}{r_l}\right)^{n-1} - (n+1)A_{2n,l}^{(j)} r^{-n-2} - (n+1)(2-n-4\nu_l) A_{3n,l}^{(j)} \left(\frac{r}{r_l}\right)^{n+1} + n(3+n-4\nu_l) A_{4n,l}^{(j)} r^{-n}] P_n(p), \quad (22)$$

$$u_{\theta,l}^{(j)} = \sum_{n=1}^{\infty} [A_{1n,l}^{(j)} \left(\frac{r}{r_l}\right)^{n-1} + A_{2n,l}^{(j)} r^{-n-2} + (5+n-4\nu_l) + A_{3n,l}^{(j)} \left(\frac{r}{r_l}\right)^{n+1} + (4-n-4\nu_l) A_{4n,l}^{(j)} r^{-n}] \frac{dP_n(p)}{d\theta}.$$

Компоненти тензора напружень визначаються згідно закону Гука, наприклад

$$\begin{aligned} \sigma_{rr,l}^{(j)} &= 2G_l \sum_{n=0}^{\infty} [A_{1n,l}^{(j)} n(n-1) \left(\frac{r}{r_l}\right)^{n-2} + A_{2n,l}^{(j)} (n+1)(n+2) r^{-(n+3)} + \\ &+ A_{3n,l}^{(j)} (n+1)(n^2-n-2-2\nu_l) \left(\frac{r}{r_l}\right)^n - A_{4n,l}^{(j)} n(n^2+3n-2\nu_l) r^{-n-1}] P_n(p), \\ \left(\sigma_{\theta\theta,l}^{(j)}\right) &= 2G_l \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \left[A_{1n,l}^{(j)} \left(\frac{-n^2}{n}\right) \left(\frac{r}{r_l}\right)^{n-2} - A_{2n,l}^{(j)} \left(\frac{(n+1)^2}{n+1}\right) r^{-(n+3)} - A_{3n,l}^{(j)} (n+1) \left(\frac{n^2+4n+2+2\nu_l}{-n+2+2\nu_l+2\nu_l}\right) \left(\frac{r}{r_l}\right)^n + \right. \right. \\ &+ A_{4n,l}^{(j)} n \left(\frac{n^2-2n+2\nu_l-1}{n+3-4\nu_l-2\nu_l}\right) r^{-(n+1)} \left. \right] P_n(p) \mp \left[A_{1n,l}^{(j)} \left(\frac{r}{r_l}\right)^{n-2} + A_{2n,l}^{(j)} r^{-(n+3)} + A_{3n,l}^{(j)} (n+5-4\nu_l) r \left(\frac{r}{r_l}\right)^n + \right. \\ &\left. + A_{4n,l}^{(j)} (-n+4-4\nu_l) r^{-n-1} \right] \operatorname{ctg} \theta \frac{dP_n(p)}{d\theta} \Big\}, \quad p = \cos \theta, \end{aligned}$$

де ν_l, G_l – коефіцієнт Пуассона і модуль зсуву l -го шару; $P_n(p)$ – поліном Лежандра n -го порядку; $A_{1n,l}^{(j)}, \dots, A_{4n,l}^{(j)}$ – невідомі, постійні, що визначаються із умов на граничних (18), (19) і контактних поверхнях.

Якщо припустити, що між шарами оболонки здійснюється повне зчеплення, то ідеальному контакту на поверхнях S_2 і S_3 відповідають ($l = 1, 2, 3$) умови

$$\sigma_{rr,l}^{(j)}|_{S_{l+1}} = \sigma_{rr,l+1}^{(j)}|_{S_{l+1}}; \quad u_{r,l}^{(j)}|_{S_{l+1}} = u_{r,l+1}^{(j)}|_{S_{l+1}}; \quad \sigma_{r\theta,l}^{(j)}|_{S_{l+1}} = \sigma_{r\theta,l+1}^{(j)}|_{S_{l+1}}. \quad (23)$$

Якщо між шарами оболонки здійснюється неідеальне зчеплення (проковзування), то умовам контакту на поверхнях S_2 і S_3 відповідають ($l = 1, 2$)

$$\sigma_{rr,l}^{(j)}|_{S_{l+1}} = \sigma_{rr,l+1}^{(j)}|_{S_{l+1}}; \quad u_{r,l}^{(j)}|_{S_{l+1}} = u_{r,l+1}^{(j)}|_{S_{l+1}}; \quad \sigma_{r\theta,l}^{(j)}|_{S_{l+1}} = 0; \quad \sigma_{r\theta,l+1}^{(j)}|_{S_{l+1}} = 0. \quad (24)$$

Переміщення і напруження $u_{t,l}, \sigma_{rt,l}$ шукаємо у вигляді рядів (12) за степеням малого параметра ε , а в околі $r = r_i$ і на границях поверхонь розділу S_l визначаються рядами Тейлора (13).

Напрявні косинуси $n_{r,l}, n_{\theta,l}$ для кожної із поверхонь S_l повністю визначаються формулами (7).

Граничні умови для оболонок обертання з ідеальним контактом шарів в n -м наближенні на основі (23) згідно (7), (10) будуть

$$\sigma_{rt,1}^{(n)}|_{r=r_1} = -\sum_{k=0}^{n-1} [D_{11}^{(k)} \sigma_{rt,1}^{(n-k)} + D_{21}^{(k)} \sigma_{\theta t,1}^{(n-k)}]|_{r=r_1} + F_{t,1}^{(n)}|_{r=r_1}, \quad (25)$$

$$\sigma_{rt,4}^{(n)}|_{r=r_4} = -\sum_{k=0}^{n-1} [D_{14}^{(k)} \sigma_{rt,3}^{(n-k)} + D_{24}^{(k)} \sigma_{\theta t,1}^{(n-k)}]|_{r=r_4} + F_{t,4}^{(n)}|_{r=r_4}, \quad t = r, \theta; \quad l = 1, 2.$$

$$(\sigma_{rt,l}^{(n)} - \sigma_{rt,l+1}^{(n)})|_{r=r_{l+1}} = -\sum_{k=0}^{n-1} [D_{l1}^{(k)} (\sigma_{rt,l}^{(n-k)} - \sigma_{rt,l+1}^{(n-k)}) + D_{2l}^{(k)} (\sigma_{\theta t,l}^{(n-k)} - \sigma_{\theta t,l+1}^{(n-k)})]|_{r=r_{l+1}}. \quad (26)$$

У випадку неідеального контакту між шарами оболонки граничні умови в n -му наближенні на основі (23) згідно (7), (10) будуть

$$\begin{aligned} (\sigma_{rt,3}^{(n)} - \sigma_{rr,i+1}^{(n)})|_{r=r_{i+1}} &= -\sum_{s=0}^{n-1} [D_{li+1}^{(n-s)} (\sigma_{rr,i}^{(s)} - \sigma_{rr,i+1}^{(s)}) + D_{2i+1}^{(n-s)} (\sigma_{r\theta,i}^{(s)} - \sigma_{r\theta,i+1}^{(s)})]|_{r=r_{i+1}}; \\ (u_{r,i}^{(n)} - u_{r,i+1}^{(n)})|_{r=r_{i+1}} &= -\sum_{s=0}^{n-1} [L_{i+1}^{(n-s)} (u_{r,i}^{(s)} - u_{r,i+1}^{(s)})]|_{r=r_{i+1}}; \\ (\sigma_{r\theta,i}^{(n)})|_{r=r_{i+1}} &= -\sum_{s=0}^{n-1} [D_{li+1}^{(n-s)} \sigma_{r\theta,i}^{(s)} + D_{2i+1}^{(n-s)} \sigma_{\theta\theta,i}^{(s)}]|_{r=r_{i+1}}; \\ (\sigma_{r\theta,i+1}^{(n)})|_{r=r_{i+1}} &= -\sum_{s=0}^{n-1} [D_{li+1}^{(n-s)} \sigma_{r\theta,i+1}^{(s)} + D_{2i+1}^{(n-s)} \sigma_{\theta\theta,i+1}^{(s)}]|_{r=r_{i+1}}. \end{aligned} \quad (27)$$

У кожному з наближень щодо невідомих $A_{1n,l}^{(j)}, \dots, A_{4n,l}^{(j)}$ отримуємо системи алгебраїчних рівнянь 12-го порядку. Кількість таких систем залежить від номера наближення. Розроблено і реалізовано на ПЕОМ числовий алгоритм для розрахунку переміщень і напружень у тришаровій оболонці з неканонічними граничними і контактними поверхнями. Переміщення $u_{t,i}|_{S_{i^*}}$ і напруження $\sigma_{tj,i}|_{S_{i^*}}$ визначалися за формулами (12) або (12)' з точністю до $O(\varepsilon^3)$. При цьому S_{i^*} – поверхні рівня, які визначаються рівняннями $r = r_{i^*} + \omega_i \varepsilon f_i(\theta)$ ($r_i \leq r_{i^*} \leq r_{i+1}$). Для визначення переміщень і напружень на площадках S_l для яких нормаль $\vec{e}_{n,l}$ не збігається з напрямом нормалі відповідної сферичної поверхні, необхідно скористатись виразами

$$\begin{aligned} u_{n,l} &= u_{r,l} n_{r,l} + u_{\theta,l} n_{\theta,l}; \quad u_{s,l} = -u_{r,l} n_{\theta,l} + n_{r,l} u_{\theta,l}; \\ \sigma_{nn,l} &= \sigma_{rr,l} n_{r,l}^2 + \sigma_{\theta\theta,l} n_{\theta,l}^2 + 2\sigma_{r\theta,l} n_{r,l} n_{\theta,l}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ss,l} &= \sigma_{\theta\theta,l} n_{r,l}^2 + \sigma_{rr,l} n_{\theta,l}^2 - 2\sigma_{r\theta,l} n_{r,l} n_{\theta,l}; \\ \sigma_{ns,l} &= (\sigma_{\theta\theta,l} - \sigma_{rr,l}) n_{r,l} n_{\theta,l} + \sigma_{r\theta,l} (n_{r,l}^2 - n_{\theta,l}^2), \end{aligned} \quad (28)$$

де на неканонічних поверхнях складові для переміщень і напружень у правих частинах (28) визначаються за формулами (13). При цьому нормалі n відповідають дотичні в її основи вектори τ та s .

При числових розрахунках НДС неканонічних тіл безпосередньо отримуємо широкий діапазон зміни величин елементів (коефіцієнтів) матриць при невідомих алгебраїчних систем, отриманими із граничних умов (19), (20) згідно виразів для переміщень (23) і напружень (24). Зокрема, одна група величин елементів типу $r^{v_{ni}+1/2}$ при $v_{ni} > 0$ прямує до ∞ при $n \rightarrow \infty$, а інша для $v_{ni} < 0$ при $n \rightarrow \infty$ до 0.

3. Числові розрахунки НДС тришарових неканонічних товстостінних оболонок під дією внутрішнього і зовнішнього тиску

Для розрахунків розглянуто оболонки в яких неканонічні граничні і контактні поверхні S_i задано рівняннями $r = r_i + \omega_i \varepsilon_i \cos k\theta$. Геометричні $\omega_i = 1$ ($i = 1, 2, 3, 4$); $\varepsilon_i = 0, 1$ і механічні параметри в розрахунках приймалися наступними:

$$G_3 / G_1 = 1; G_3 / G_2 = 5; r_2 = 1, 1;$$

$$r_3 = 2, 1; r_4 = 2, 2; k = 4.$$

Вплив на НДС умов неідеального контакту між шарами оболонки під зовнішнім постійним тиском $q(\theta) = \tau$ (інтенсивність навантаження) і змінним тиском $q(\theta) = \tau \cos 2\theta$ досліджено на основі розрахунків в яких коефіцієнти Пуассона шарів приймалися рівними $\nu_i = 0,3$. Товщина заповнювача приймалась більшою за товщину несучих шарів із модулем зсуву меншим.

На рис. 2 показано зміну напружень по товщині заповнювача у випадку постійного зовнішнього тиску $q(\theta) = \tau$ при $\theta = \pi / 4, k = 4$. При такому тиску розподіл напружень у шаруватих сферичних оболонках ($k = 0$) при ідеальному і неідеальному контактах шарів аналогічні (штрихпунктирні лінії). Суцільні лінії на рис. 2–4 відповідають випадку ідеального контакту (повне зчеплення), а штрихові – неідеальному (проковзування) без відшарування.

Зміну напружень на поверхнях S_3, S_4 залежно від кривизни K^* при попередніх геометричних і механічних характеристиках шарів і зовнішніх $q(\theta) = \tau \cos 2\theta$ і $q(\theta) = \tau$ навантаженнях відповідно показано на рис. 2, 4 при $\theta = 0$. При

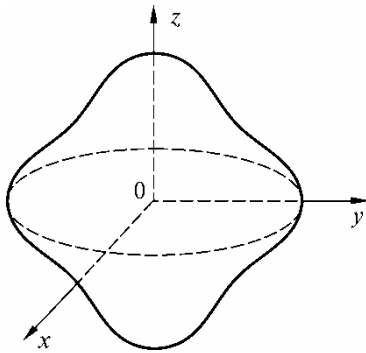


Рис. 1 ($k = 4$)

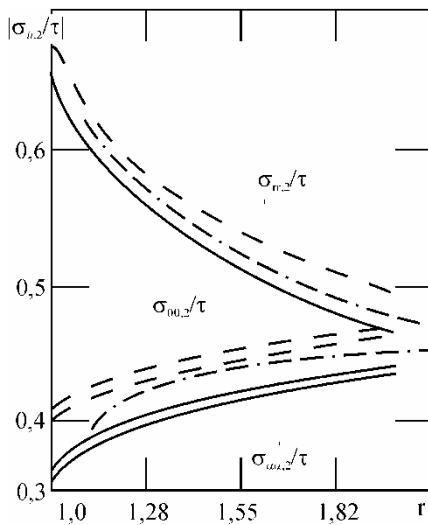


Рис. 2

цьому K^* визначалася за формулою

$$K^* = [r^2(\theta) + 2(r'(\theta))^2 - r(\theta)r''(\theta)] / [r^2(\theta) + (r'(\theta))^2]^{-3/2}.$$

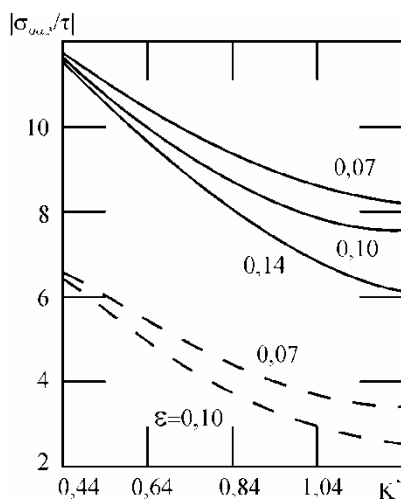


Рис. 3

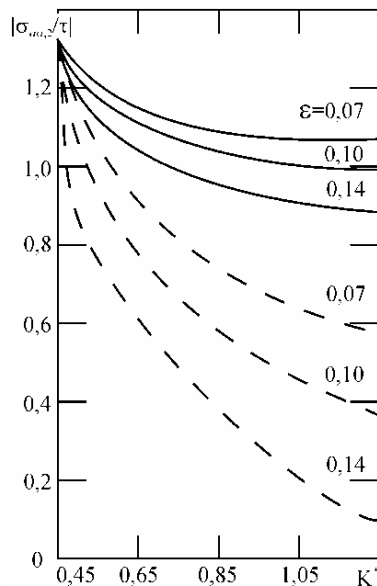


Рис. 4

Значення радіуса кривизни $\rho^* = 1 / K^*$ поверхні від кривизни K^* приведено у табл. 2.

Таблиця 2

Значення кривизни поверхонь шарової оболонки

Рівняння поверхні		k			
		0	2	4	6
$S_3 \sim r = 2,1 + 0,1 \cos k\theta$	K^*	0,44	0,64	0,84	1,04
	ρ^*	2,27	1,56	1,19	0,96

Аналіз графіків на рис. 2– 4 показує, що збільшення кривизни K^* (табл.2) при зростанні частоти k осциляції випуклої неканонічної форми поверхні оболонок у полюсі $\theta = 0$ приводить до зменшення величини напружень.

Відмітимо, значенню параметра при $k = 4$ відповідає зовнішня поверхня шарової оболонки, яка показано на рис. 1.

Як видно із наведених результатів, вплив неідеального контакту проявляється при нерівномірному навантаженні. При рівномірному навантаженні $q(\theta) = \tau$ значна відмінність від результатів у випадку ідеального контакту виявляється тільки із збільшенням відхилення неканонічної поверхні від сферичної.

Висновок

У даній статті на основі методу збурення форми границі (другий варіант) і параметричного представлення рівнянь неканонічних поверхонь для шарових товстих оболонок з граничними і контактними, близькими до сферичних, приведено вирази диференціальних операторів для побудови у довільному наближенні граничних умов. З врахуванням перших трьох наближень приведено загальний алгоритм розрахунку НДС ізотропних шарових оболонок із складною геометричною формою поверхонь, що знаходяться під дією внутрішнього або зовнішнього тиску. Показано вплив неканонічної форми поверхонь з ідеальним і неідеальним контактом між шарами в залежності від виду навантажень оболонок на перерозподіл напружень порівняно з оболонками з сферичною формою поверхонь.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Гузь А.Н., Неміш Ю.Н.* Метод возмущения формы границы в механике сплошных сред. – К.: Вища шк., 1989. – 352 с.
2. *Неміш Ю.Н., Неміш В.Н.* К решению пространственных задач теории упругости трансверсально-изотропной среды для неканонических областей. – Прикл. механика. – 1976. – 12, № 12. – С. 76–82.
3. *Неміш Ю.Н.* Элементы механики кусочно-однородных тел с неканоническими поверхностями раздела. – К.: Наук. думка, 1989. – 312 с.

REFERENCES

1. *Guz' A.N. and Yu. N. Nemish.* Metod vozmuzhenia formy hranica v mekhanike sploshnoi sredi (Boundary-Shape Perturbation Method in Continuum Mechanics [in Russian]) // Vyscha Shkola, Kiev, 1989. – 352 p.
2. *Nemish Ju.N., Nemish V.N.* K resheniju prostranstvennix zadach teorii pruzhnosti transversalno-isotropnoy sredi dla nekanonshni oblasti (Contribution on the Solution of the Elasticity Theory of a Transversally Isotropic Medium for Noncanonical Regions). // – Prikladna mekhanika. – 1976. – 12, N 12, p.76-82.
3. *Nemish. Yu. N.* Elements of Mechanics of of Piece-Wise Homogeneous Bodies with Non-Canonical Interfaces. – Kyiv: Naukova Dumka 1989 – 312 p.

Стаття надійшла 02.09.2023

Nemish B.N., Chernopiskii D.I.

THE INFLUENCE OF NONCANONICAL FORM OF BOUNDARY AND CONTACT SURFACES CLOSE TO SPHERICAL, ON THE STRESS STATE OF THICK SHELLS OF ROTATION UNDER PRESSURE

On the basis of the general solution of the equilibrium equations for an isotropic medium in a spherical coordinate system within the framework of the second variant of the method of perturbation of the shape of the boundary (MZFG), it is obtained taking into account the first three approximations of the solution of the problem of the stress-strain state (SST) of thick layered shells of rotation, limited surfaces with a small amplitude of deviation from spherical ones. According to the analytical solutions, numerical data were obtained, which made it possible to analyze the stress-strain state of the shells under the action of constant or variable axisymmetric (internal and external) pressure. Depending on the geometric parameters of the equations of the non-canonical surfaces of the shells, the effect of the conditions of ideal and non-ideal contact between the layers on the redistribution of stresses is shown compared to the case of a spherical shell with a layered structure (canonical form – zero approximation).

Key words: thick layered spherical-like noncanonical shells close to spherical, constant and variable pressure.

UDC 539.3

Неміш В.М., Чернопиский Д.Г. Вплив неканонічної форми граничних і контактних поверхонь, близьких до сферичних, на напружений стан товстих оболонок обертання під дією тиску // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 214-222.

Методом збурення форми границі з врахуванням перших трьох наближень отримано аналітичні розв'язки задачі для дослідження напружено-деформованого стану товстих неканонічних шарових оболонок під дією внутрішнього і зовнішнього тиску при ідеальному і неідеальному контакті шарів.

Табл. 2. Іл. 4. Бібліогр. 3 назв.

UDC 539.3

Nemish V.N., Chernopiskii D.I. **The influence of noncanonical form of boundary and contact surfaces close to spherical, on the stress state of thick shells of rotation under pressure** // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles - K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. - P. 214-222.

The method of perturbing the shape of the boundary, taking into account the first three approximations, provides analytic solutions to the problem for studying the stress-deformed state of thick non-canonical shells under the influence of internal and external pressure.

Tabl. 2. Fig. 4. Ref. 3.

Автори (вчена ступень, вчене звання, посада):

кандидат фізико-математичних наук, доцент кафедри вищої математики, Західноукраїнський національний університет, НЕМІШ Василь Миколайович

E-mail: nemish_vm@ukr.net

доктор технічних наук, науковий співробітник Івано-Франківського національно-технічного університету нафти і газу ЧОРНОПИСЬКИЙ Дмитро Гнатович

E-mail: info@ndumka.kiev.ua

UDC 621.87

OPTIMIZATION OF THE MODE OF MOVEMENT OF THE BOOM SYSTEM OF THE LOADER CRANE

V. S. Loveikin¹,

Doctor of Science (Engineering), Professor

Yu. O. Romasevych¹,

Doctor of Science (Engineering), Professor

O.O. Spodoba¹,

Candidate of Science (Engineering)

A.V. Loveykin²,

Candidate of Science (Physics and Mathematics), Associate Professor

K.I. Pochka³,

Doctor of Science (Engineering), Professor

¹*National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine*²*Taras Shevchenko National University of Kyiv*³*Kyiv National University of Construction and Architecture*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.223-236

The article presents a method of solving the problem of elimination of oscillations of the load on a knuckle joint suspension while simultaneously moving two links of the boom system. The problem is solved by two optimization criteria, namely, the root-mean-square values of the generalized power and power of the drive mechanisms. The solution to the optimization problem is presented in a discrete form. The multi-epoch particle swarm optimization (ME-PSO) method has been used for that purpose. This helped to obtain the discrete values of the kinematic and power characteristics of the boom system of the loader crane. The resultant optimal mode moving of the boom system improved the loader crane in terms of performance, reliability and energy efficiency.

Keywords: mathematical model, changing the boom, combination of movements, manipulator, Lagrange equation of the second kind, dynamic loads, load oscillations.

Introduction

In the process of moving the load by the loader crane, dynamic loads occur in the elements of the metalware and drive mechanisms. These loads are especially dangerous during the transient processes of the movement of the boom system (starting and braking). At this moment in time, one of the main causes occur of dynamic loads is the oscillation of the load on a knuckle joint suspension. In turn, the oscillations of the load depending on the nature of the change in the driving forces in the drive mechanisms (hydraulic cylinders) [1]. The consequence is a decrease in the reliability and performance of loading and unloading operations. The task of research is to obtain such laws of change of driving forces at which fluctuations of load on a knuckle joint would be the smallest. It is proposed that to eliminate the load oscillations and to reduce the dynamical forces, the starting process should be optimized. For this purpose, it is advisable to use an integral criterion that takes into account the action of dynamic forces in the hydraulic cylinders and their speed of movement. When solving the optimization problem, there is a problem of minimizing the complex nonlinear integral criterion. One of the ways to solve the above problem is to use the ME-PSO method [11, 12] or other similar methods. The solution of this problem will make it possible to apply the optimization methods for the motion modes of nonlinear mechanical systems.

Analysis of publications

The analysis of study [1-2] on the dynamics of motion of manipulators shows that the scientific and technical problem was solved before, but to the full extent to eliminate the fluctuations of the load failed.

In the studies [3-5], a dynamic analysis of the joint trolley movement and hoisting mechanism in the tower crane hoist is considered and a method is Drive power minimization of outreach change mechanism of tower crane during steady-state slewing mode.

In the study [6-8], the results of recent research, development and implementation of applied optimization methods, issues of formalization, classification and evaluation of complexity of computational optimization problems are obtained. It is confirmed that optimization methods can be used to solve a wide range of applied problems that arise in science, technology, biology, economics, production, etc. Optimization by natural methods is widespread in various fields of human activity.

One of the methods used to solve this problem is the particle swarm optimization (PSO) method [8]. The authors of analyzed the genetic algorithm of PSO and the neuro-genetic method of solving the problem.

The PSO method is used to calculate different control problems, design artificial neural networks, process signals, etc. [8-15].

The authors of [14-15] propose a new method based on particle swarm optimization technology. The basic idea is to restore a swarm of low-performing intelligence. The use of technologies, the PSO method, or other similar methods and their modifications makes it possible to use methods of optimizing the modes of motion of nonlinear mechanical systems. The task of eliminating cargo fluctuations due to the choice of laws of change of motive effort in hydraulic cylinders is new and contains elements of scientific novelty.

Purpose and research task statement

Elimination of the oscillations of the load fixed on the knuckle joint suspension by optimizing the mode of change of driving effort in the hydraulic cylinder during starting and horizontal movement of the load.

Research results

To achieve this goal, we used a loader crane consist of the main boom and a jib with a telescopic extension system to which the load is mounted on a knuckle joint suspension. In the process of moving the load by loader crane, we will assume that the main boom is stationary and the load movement the going on only by lowering the jib and the movement telescopic boom. In this, consider the case of moving the boom system of the loader crane, in which the load moving horizontally. This mode of movement of the boom system provides significant savings in the energy costs of the drive mechanisms of movement of the jib and the telescopic extension system. This mode of movement of the boom system of the loader crane is achieved by coordinated simultaneous operation of the mechanisms of movement of the jib and the telescopic extension system.

For this case, the loader crane is presented as a holonomic mechanical system consisting of absolutely rigid links, except for load that oscillate in the plane of moving. The dynamic model of such a system has two degrees of freedom and is presented in (Fig. 1). For the generalized coordinates of the accepted model, the linear coordinates of the centre of mass of the load z and the horizontal coordinate of the point A of the telescopic extension system x are used. In this case, the vertical coordinate of point A of the telescopic extension system always remains constant, ie $y_A=h=const$. This is a kinematic condition that imposes additional attachment on the loader crane in the process boom system moves.

In Fig. 1 accepted the following designations: α – the angle of the main boom to the horizon; a – the length of the hydraulic cylinder motion of the jib; b – length of the jib; d – length of the telescopic extension system; l – length of the knuckle joint suspension; β , ν – is the angular coordinates of rotation of the jib and the deflection of the load; x , x_1 , x_2 , y , y_1 , y_2 – coordinates of the centre of mass; U_1 , U – lengths of hydraulic cylinders.

To compile the equations of motion of change of departure of the boom system of the loader crane shown in Fig. 1, we use the second-order Lagrange equation [1]:

$$\begin{cases} \frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{x}} - \frac{\partial T}{\partial x} = Q_x - \frac{\partial V}{\partial x}; \\ \frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{z}} - \frac{\partial T}{\partial z} = -\frac{\partial V}{\partial z}, \end{cases} \quad (1)$$

where: T , V is respectively the kinetic and potential energy of the system; Q_x – is a potential component of the generalized force corresponding to the generalized coordinate x .

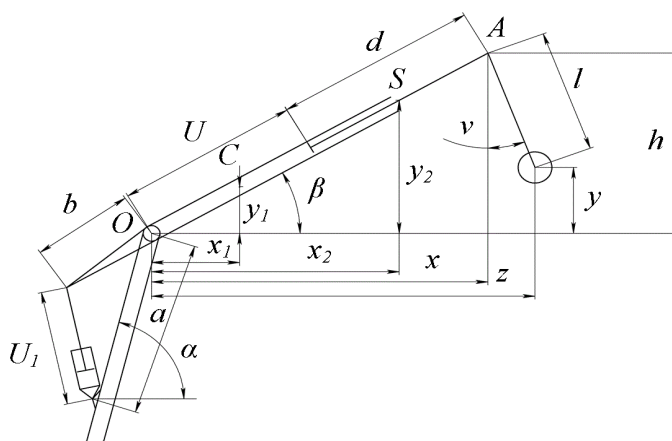


Fig. 1. Dynamic model of the movement of the boom system of the loader crane

The kinetic and potential energy of the system is determined by the following dependencies:

$$T = \frac{1}{2}(J_1 + J_2)\dot{\beta}^2 + \frac{1}{2}m_2\dot{S}^2 + \frac{1}{2}m\dot{z}^2; \quad (2)$$

$$V = (m_1y_1 + m_2y_2 + my)g, \quad (3)$$

where: J_1 , J_2 is respectively the moments of inertia of the jib and the telescopic boom; m_1 , m_2 , m_3 – respectively the weight of the jib, the telescopic boom and the load; S – is the coordinate of the centre of mass of the telescopic boom in the direction of its movement; g – acceleration of gravity.

Not a potential component of generalized force which corresponds to the coordinate x , determine from the condition of equality of elementary works:

$$Q_x \delta x = F_1 \cdot \delta U_1 + F \cdot \delta U, \quad (4)$$

where: F_1 , F – respectively the force in the hydraulic cylinders; δU_1 , δU – elemental displacements of the rods of hydraulic cylinders, which are determined by the following dependencies:

$$\delta U_1 = \frac{\partial U_1}{\partial x} \delta x; \quad \delta U = \frac{\partial U}{\partial x} \delta x. \quad (5)$$

After substituting expressions (5) in equation (4) we obtain:

$$Q_x = F_1 \frac{\partial U_1}{\partial x} + F \frac{\partial U}{\partial x}. \quad (6)$$

Take the necessary derivatives of expressions (2) and (3), and as a result, we have:

$$\frac{\partial T}{\partial x} = (J_1 + J_2)\dot{\beta} \frac{\partial \dot{\beta}}{\partial x} + \frac{1}{2} \frac{\partial J_2}{\partial x} \dot{\beta}^2 + m_2 \dot{S} \frac{\partial \dot{S}}{\partial x}; \quad \frac{\partial T}{\partial z} = 0; \quad (7)$$

$$\frac{\partial T}{\partial \dot{x}} = (J_1 + J_2)\dot{\beta} \frac{\partial \beta}{\partial x} + m_2 \dot{S} \frac{\partial S}{\partial x}; \quad \frac{\partial T}{\partial \dot{z}} = m\dot{z}; \quad (8)$$

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{x}} = (J_1 + J_2) \left(\ddot{\beta} \frac{\partial \beta}{\partial x} + \dot{\beta} \frac{\partial \dot{\beta}}{\partial x} \right) + \dot{x} \frac{\partial J_2}{\partial x} \dot{\beta} \frac{\partial \beta}{\partial x} + m_2 \left(\ddot{S} \frac{\partial S}{\partial x} + \dot{S} \frac{\partial \dot{S}}{\partial x} \right); \quad (9)$$

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{z}} = m\ddot{z}; \quad (10)$$

$$\frac{\partial V}{\partial x} = \left(m_1 \frac{\partial y_1}{\partial x} + m_2 \frac{\partial y_2}{\partial x} + m \frac{\partial y}{\partial x} \right) g; \quad \frac{\partial V}{\partial z} = mg \frac{\partial y}{\partial z}. \quad (11)$$

After substituting expressions (6-11) in equation (1) we obtain:

$$\begin{cases} (J_1 + J_2) \left(\ddot{\beta} \frac{\partial \beta}{\partial x} + \dot{\beta} \frac{\partial \dot{\beta}}{\partial x} \right) + \frac{\partial J_2}{\partial x} \dot{\beta}^2 + m_2 \left(\ddot{S} \frac{\partial S}{\partial x} + \dot{S} \frac{\partial \dot{S}}{\partial x} \right) - (J_1 + J_2) \dot{\beta} \frac{\partial \dot{\beta}}{\partial x} - \frac{1}{2} \frac{\partial J_2}{\partial x} \dot{\beta}^2 - \\ - m_2 \dot{S} \frac{\partial \dot{S}}{\partial x} = F_1 \frac{\partial U_1}{\partial x} + F \frac{\partial U}{\partial x} - \left(m_1 \frac{\partial y_1}{\partial x} + m_2 \frac{\partial y_2}{\partial x} + m \frac{\partial y}{\partial x} \right) g; \\ m\ddot{z} = -mg \frac{\partial y}{\partial z}. \end{cases} \quad (12)$$

By reducing similar terms in equations (12) and using dependencies:

$\dot{\beta} = \dot{x} \frac{\partial \beta}{\partial x}$; $\ddot{\beta} = \ddot{x} \frac{\partial \beta}{\partial x} + \dot{x}^2 \frac{\partial^2 \beta}{\partial x^2}$; $\dot{S} = \dot{x} \frac{\partial S}{\partial x}$; $\ddot{S} = \ddot{x} \frac{\partial S}{\partial x} + \dot{x}^2 \frac{\partial^2 S}{\partial x^2}$, we obtain the system of

differential equations of motion of the boom system of the loader crane with the load:

$$\begin{cases} (J_1 + J_2) \left(\ddot{x} \frac{\partial \beta}{\partial x} + \dot{x}^2 \frac{\partial^2 \beta}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial \beta}{\partial x} + \frac{1}{2} \frac{\partial J_2}{\partial x} \dot{x}^2 \left(\frac{\partial \beta}{\partial x} \right)^2 + (J_1 + J_2) \times \\ \times \dot{\beta} \frac{\partial \dot{\beta}}{\partial x} - m_2 \left(\ddot{x} \frac{\partial S}{\partial x} + \dot{x}^2 \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} \right) \frac{\partial S}{\partial x} = F_1 \frac{\partial U_1}{\partial x} + F \frac{\partial U}{\partial x} - \left(m_1 \frac{\partial y_1}{\partial x} + m_2 \frac{\partial y_2}{\partial x} + m \frac{\partial y}{\partial x} \right) g; \\ \ddot{z} = -g \frac{\partial y}{\partial z}. \end{cases} \quad (13)$$

We express the coordinate's β , S , y_1 , y_2 , y , U_1 , U through the generalized coordinates x and z :

$$y = h \left(1 - \cos \frac{x-z}{h} \right); \quad y_x = \frac{\partial y}{\partial x} = \sin \frac{x-z}{h}; \quad y_z = \frac{\partial y}{\partial z} = -\sin \frac{x-z}{h}; \quad (14)$$

$$S = \sqrt{h^2 + x^2} - \frac{d}{2}; \quad S_x = \frac{\partial S}{\partial x} = \left[1 + (x/h)^2 \right]^{-1/2}; \quad S_{xx} = \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} = \frac{1}{h} \left[1 + (x/h)^2 \right]^{-3/2}; \quad (15)$$

$$y_1 = \frac{h - (c-b)}{2\sqrt{h^2 + x^2}}; \quad y_{1x} = \frac{\partial y_1}{\partial x} = -\frac{c-b}{2h^2} \cdot \frac{x}{\left[1 + (x/h)^2 \right]^{3/2}}; \quad (16)$$

$$y_2 = h \left(1 - \frac{d}{2\sqrt{h^2 + x^2}} \right); \quad y_{2x} = \frac{\partial y_2}{\partial x} = \frac{d}{2h^2} \cdot \frac{x}{\left[1 + (x/h)^2 \right]^{3/2}}; \quad (17)$$

$$\beta = \arctan(x/h); \quad \beta_x = \frac{\partial \beta}{\partial x} = \frac{1}{h \left[1 + (x/h)^2 \right]}; \quad \beta_{xx} = \frac{\partial^2 \beta}{\partial x^2} = -\frac{2x}{h^3 \left[1 + (x/h)^2 \right]^2}; \quad (18)$$

$$U = \sqrt{h^2 + x^2} - d; \quad U_x = \frac{\partial U}{\partial x} = \frac{1}{\sqrt{1 + (h/x)^2}}; \quad (19)$$

$$U_1 = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cos(\alpha - \beta)}; U_{1x} = \frac{\partial U_1}{\partial x} = -\frac{ab}{U_1} \frac{\partial \beta}{\partial x} \sin(\alpha - \beta). \quad (20)$$

Define the moments of inertia of the links of the boom system:

$$J_1 = m_1(c^2 - cb + b^2), J_2 = m_2 \left(\frac{d^2}{3} + dU + U^2 \right); J_{2x} = \frac{\partial J_2}{\partial x} m_2 U_x (d + 2U). \quad (21)$$

In the last equation of system (13) we substitute the expression (14), as a result of which we have:

$$\ddot{z} = g \frac{x-z}{h}. \quad (22)$$

Where do we find:

$$\begin{aligned} x &= z + \frac{h}{g} \ddot{z}; \\ \dot{x} &= \dot{z} + \frac{h}{g} \ddot{z}; \\ \ddot{x} &= \ddot{z} + \frac{h}{g} z^{IV}. \end{aligned} \quad (23)$$

Using expressions (23), we replace the system of equations (13) with one differential equation, which is represented in the following form:

$$\begin{aligned} &\left(\ddot{z} + \frac{h}{g} z^{IV} \right) \left[(J_1 + J_2) \beta_x^2 + m_2 S_x^2 \right] + \left(\dot{z} + \frac{h}{g} \ddot{z} \right)^2 \left[(J_1 + J_2) \beta_x \beta_{xx} + \right. \\ &\left. + m_2 S_x S_{xx} + \frac{J_{2x} \beta_x^2}{2} \right] + (m y_x + m_1 y_{1x} + m_2 y_{2x}) g = Q_x. \end{aligned} \quad (24)$$

According to the criterion of optimization of the mode of change of departure of the boom system of the loader crane, we will choose the root-mean-square values of the generalized force Q_x , which has the form:

$$\begin{aligned} Q_{xc} = Q_{xc} &= \left[\frac{1}{t_1} \int_0^{t_n} Q_x^2 dt \right]^{1/2} = \left\{ \left\{ \frac{1}{t_n} \int_0^{t_n} \left(\ddot{z} + \frac{h}{g} z^{IV} \right) \left[(J_1 + J_2) \beta_x^2 + m_2 S_x^2 \right] + \left(\dot{z} + \frac{h}{g} \ddot{z} \right)^2 \times \right. \right. \\ &\left. \left. \times \left[(J_1 + J_2) \beta_x \beta_{xx} + m_2 S_x S_{xx} + \frac{J_{2x} \beta_x^2}{2} \right] + m \ddot{z} + (m y_x + m_1 y_{1x} + m_2 y_{2x}) g \right\}^2 dt \right\}^{1/2}, \end{aligned} \quad (25)$$

where: t – is the time; t_n – is the duration of the startup process of the loader crane.

The criterion obtained should be minimized because it reflects the costs of the reduced effort of the drive mechanisms of the jib and the telescopic boom. However, it is not possible to analytically minimize criterion (25) and choose laws of change of coordinate $z = z(t)$ and its derivatives under the boundary conditions of the process of starting the loader crane:

$$\begin{cases} t = 0 : x = z = z_0, \dot{x} = \dot{z} = 0; \\ t = t_n : x = z = \frac{V_s t_n}{2}, \dot{x} = \dot{z} = V_s, \end{cases} \quad (26)$$

where: V_s – speed of steady load movement; z_0 – the initial value of the z coordinate. We reduce the system of boundary conditions (26) to the coordinate z and its derivatives in time. To do this, we use dependencies (23), resulting in:

$$\begin{cases} t = 0 : z = z_0, \dot{z} = 0, \ddot{z} = 0, \ddot{\ddot{z}} = 0; \\ t = t_n : z = z_0 + \frac{V_s t_n}{2}, \dot{z} = V_s, \ddot{z} = 0, \ddot{\ddot{z}} = 0. \end{cases} \quad (27)$$

To find an approximate solution the optimization problem (25), (27) we use an approach whose essence is to define a class of multivariable functions that satisfy the boundary conditions (27) and to determine the minimum value of criterion (25).

The class of multivariable functions on which we will find the approximate solution of the optimization problem is given as the solution of the boundary value problem:

$$\begin{cases} L(z) = 0; \\ t = 0 : z = z_0, \dot{z} = 0, \ddot{z} = 0, \ddot{\ddot{z}} = 0; \\ t = \frac{t_n}{2} : z = z_{t_n/2}, \dot{z} = \dot{z}_{t_n/2}; \\ t = t_n : z = z_0 + \frac{V_s t_n}{2}, \dot{z} = V_s, \ddot{z} = 0, \ddot{\ddot{z}} = 0, \end{cases} \quad (28)$$

where L – is an operator acting on the function $z(t)$.

The boundary-value solution (28) contains two unknown parameters $z_{t_n/2}$ and $\dot{z}_{t_n/2}$. In this study, we take operator $L(z)$ as a tenth-order differential equation $L(z) = z^{(10)}$. However, in the general case, this operator may be different. Its rationale is beyond the scope of this paper.

Let us solve the boundary value problem (28). Then we form an expression of the functional (25):

$$Cr = Cr(z_{t_n/2}, \dot{z}_{t_n/2}, t_n), \quad (29)$$

Which seems to be a nonlinear function of its arguments. In order to effectively find such values and at which the functional (25) obtains a minimum, a modification of the ME-PSO meta-heuristic swarm method was used [15]. Its application doesn't require the continuity and differentiation of the criterion (29) and does not impose on the optimization problem rigid requirements. As soon as we were able to build functional dependency (29) we can use the ME-PSO method and find the optimal values for unknown parameters $z_{t_n/2}$ and $\dot{z}_{t_n/2}$. The following parameters of the method are used in the work: acceptable rate of decrease of criterion $AR = 0,005$; number of lobules (swarm population) – 50; the number of iterations is 40. These parameters make it quite efficient to use computing resources to solve the problem. All calculations were made for the boom system of the loader crane with the following parameters: $m=155$ kg; $m_1=65$ kg; $m_2=500$ kg; $h=1,9$ m; $z_0=1,1$ m; $V=0,5$ m/s; $a=1,65$ m; $b=0,5$ m; $c=2,2$ m; $d=1,8$ m; $t_0=0$ s; $t_n=1$ s; $g=9,81$ m/s².

As a result of using the method, the following values were obtained: $z_{t_n/2} = 1,15$ m and $\dot{z}_{t_n/2} = 0,25$ m/s.

A similar approach is also used to minimize the power of the root-mean-square value of the drive mechanisms. The expression that describes this criterion is represented by the following dependency under boundary conditions (27):

$$P_{xck} = \left[\frac{1}{t_1} \int_0^{t_n} P_x^2 dt \right]^{1/2} = \left\{ \frac{1}{t_n} \int_0^{t_n} \left\{ \left(\ddot{z} + \frac{h}{g} z^{IV} \right) \left((J_1 + J_2) + \beta_x^2 + m_2 S_x^2 \right) + \left(\dot{z} + \frac{h}{g} \ddot{z} \right)^2 + \left((J_1 + J_2) \beta_x \beta_{xx} - m_2 S_x S_{xx} + \frac{J_{2x} \beta_x^2}{2} \right) + m \ddot{z} + (m y_x + m_1 y_{1x} + m_2 y_{2x}) g \right\}^2 dt \right\}^{1/2}. \quad (30)$$

The multi-parameter function, which seeks the approximate minimum of criterion (30), is the solution of the boundary value problem (28). The following parameter values were obtained for this task: $z_{t_n/2} = 1,15$ m and $\dot{z}_{t_n/2} = 0,26$ m/s.

The convergence of the ME-PSO method, which is illustrated by the graphs in Fig. 2, indicates that for both problems such values were found and under which criteria (25) and (30) obtain absolute minimums under boundary conditions (27).

As a result of the solution of the set optimization problem kinematic characteristics of the links of the loader crane are obtained $x(t)$, $z(t)$, $U(t)$, $U_1(t)$, $\beta(t)$ and their partial and full-time derivatives, as well as the generalized force Q_x , which includes the effort in the cylinders related to the ratio:

$$Q_x = F \frac{\partial U}{\partial x} + F_1 \frac{\partial U_1}{\partial x}. \tag{31}$$

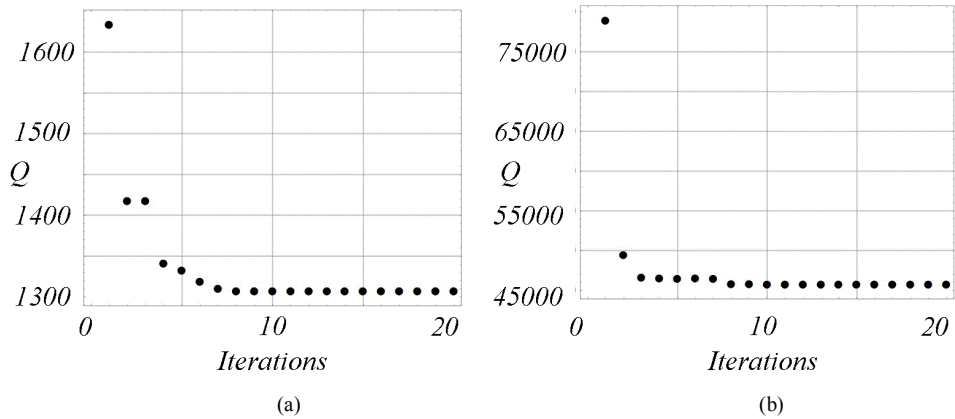


Fig. 2. Graph of convergence of the optimization criterion to a minimum: (a) criterion of the root mean square value of the generalized force; (b) the root mean square criterion of the power of the drive mechanisms

Now let's determine the force in the hydraulic cylinders of the telescopic boom F and the jib F_1 . To do this, let's solve the first task of dynamics. We will assume that all links of the manipulator follow the laws determined by the solution of the optimization problem. This system has three degrees of freedom. For the generalized coordinates, we use the linear coordinate of the telescopic boom U , the angular coordinate of the movement of the jib β and the angular coordinate of the deviation of the load. For such a mechanical system, the equations of motion will look like:

$$\begin{cases} [J_1 + J_2(U)]\ddot{\beta} + m_2(d + 2U)\dot{\beta}\dot{U} - m\ddot{z}(U + d)\sin\beta = F_1 \frac{\partial U_1}{\partial \beta} - \\ \quad - \left[m_1 \frac{c}{2} + m_2 \left(U + \frac{d}{2} \right) + m(U + d) \right] g \cdot \cos\beta; \\ m_2\ddot{U} - \frac{1}{2}m_2\dot{\beta}\dot{U}(d + 2U) + m\ddot{z}\cos\beta = F - (m_2 + m)g \cdot \sin\beta; \\ \ddot{z} = -g \cdot \tan\alpha, \end{cases} \tag{32}$$

From the first two equations of the obtained system we find the driving forces in the hydraulic cylinders:

$$F_1 = \left\{ [J_1 + J_2] \ddot{\beta} + m_2(d + 2U)\dot{\beta}\dot{U} - m\ddot{z}(U + d)S \sin\beta + \left[m_1 \frac{c}{2} + m_2 \left(U + \frac{d}{2} \right) + m(U + d) \right] g \cos\beta \right\} / \frac{\partial U_1}{\partial \beta}; \tag{33}$$

$$F = m_2\ddot{U} - \frac{1}{2}m_2\dot{\beta}\dot{U}(d + 2U) + m\ddot{z}\cos\beta + (m_2 + m)g \sin\beta. \tag{34}$$

With $\frac{\partial U_1}{\partial \beta}$ determined by the dependence:

$$\frac{\partial U_1}{\partial \beta} = -\frac{ab \sin(\alpha - \beta)}{U_1}. \quad (35)$$

As a result of the solution of the set optimization problems, phase portraits of the crane loader crane movement were constructed (Fig. 3), as well as: schedules of speeds and acceleration of cargo (Fig. 4 and Fig. 5), graphs of the power of moving the jib (Fig. 6) and moving the telescopic boom (Fig. 7), and graphs of efforts in hydraulic cylinders (Fig. 8 and Fig. 9).

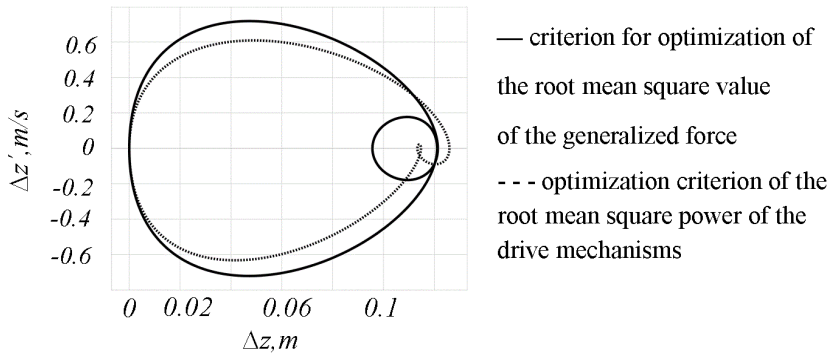


Fig. 3. Phase portrait of load deflection

Analyzing the phase portraits (Fig. 3) of the load oscillations, we can note the following.

In the process of starting the manipulator, when changing the departure of the boom system of the manipulator under different optimal modes of movement, there are slight deviations of the load, which almost attenuate when entering the steady movement.

According to the criterion of optimization of the root mean square value of the generalized force, the maximum value of the load-deflection is 0,12 m. The maximum value of the deflection velocity is 0,7 m/s.

According to the criterion of optimization of the root mean square value of the power of the drive mechanisms, the maximum value of the load deviation is slightly increased and is 0,13 m. This case, the speed of deflection of the cargo is less and its maximum value is 0,6 m/s.

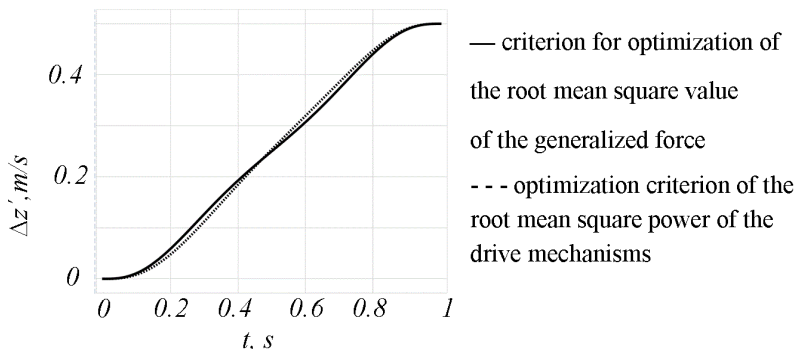


Fig. 4. Graphical dependence of the speed of movement of load

Comparing the graphical dependencies of the speed of cargo movement (Fig. 4), it can be noted that the two optimization criteria are quite close to each other. In both cases of optimization, the steady-state velocity is 0,5 m/s and the steady-state approach takes approximately 1 s. According to the criterion of optimization of the root mean square value of

power, the speed at the beginning and the end of the movement changes according to the parabolic law, and in the middle of the section of motion, it has a pronounced linear nature of change. With Root mean square value of effort optimization, gives a load velocity mode close to two s-shaped motion laws.

Analyzing the graphical dependencies of load acceleration (Fig. 5), it can be noted that the two dependency optimization criteria are also similar.

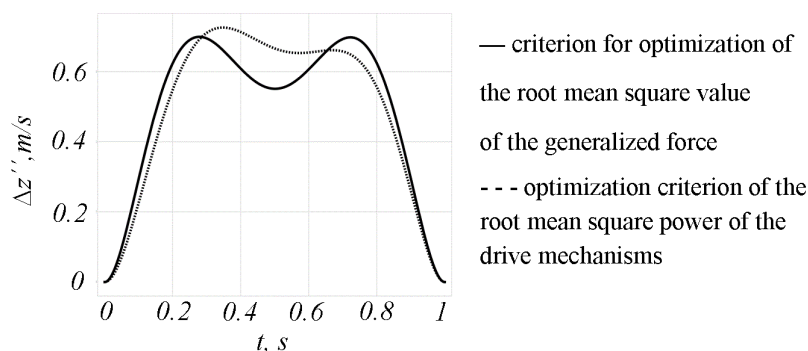


Fig. 5. Graphic dependence of acceleration of movement of load

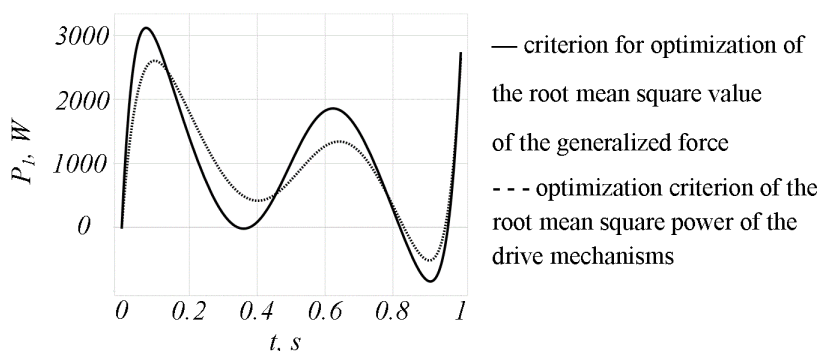


Fig. 6. Graphical dependence of the power consumed to move the jib

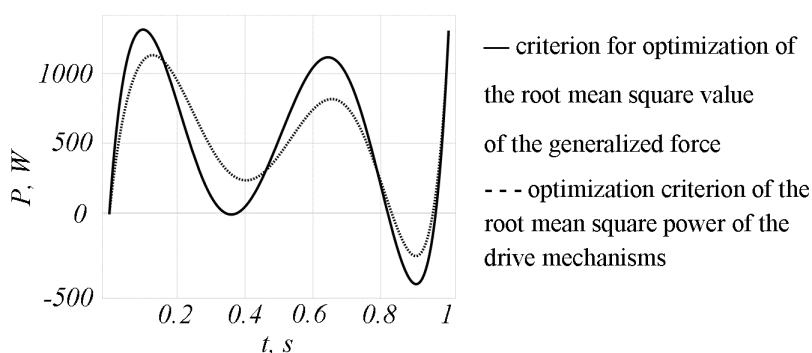


Fig. 7. Graphical dependence of the power consumed to move the telescopic boom

According to the criterion of optimization of the root mean square value of the generalized force, the maximum value of load acceleration is $0,7 \text{ m/s}^2$, at the time $t = 0,28 \text{ s}$. At the time $t = 0,5 \text{ s}$, the acceleration is $0,55 \text{ m/s}^2$, which caused by the load oscillations.

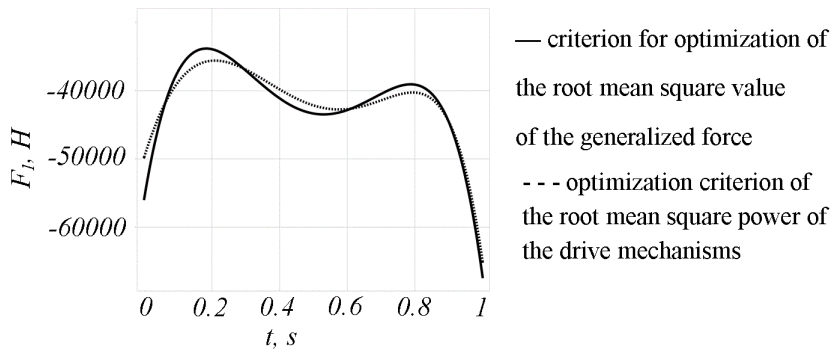


Fig. 8. Graphic dependence of the effort that develops the hydraulic cylinder of jib

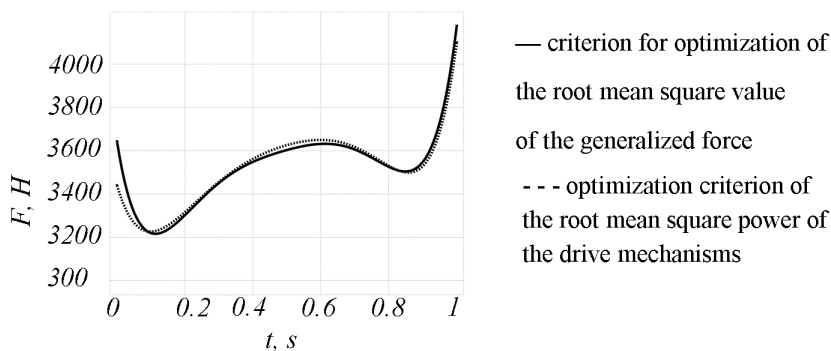


Fig. 9. Graphic dependence of the effort which develops the hydraulic cylinder of telescopic boom

According to the criterion of optimization of the root mean square value power of the drive mechanisms, the maximum value of load acceleration is slightly increased and is $0,77 \text{ m/s}^2$, at the time $t = 0,35 \text{ s}$. In the future, the acceleration gradually decreases to zero.

From the graphical dependences of the change of power for moving the jib (Fig. 6) and the telescopic boom (Fig. 7), it can be noted that the nature of the change in power over time by both criteria is similar. However, when optimized by the criterion of the root mean square of the generalized effort, the maximum power value is slightly higher than the optimization criterion for the root mean square power of the drive mechanisms. In this case, the maximum value of the power of the hydraulic cylinder for moving of the jib (Fig. 6) is 3100 W , at the time $t = 0,08 \text{ s}$, and minimum – 800 W , at the time $t = 0,9 \text{ s}$. For the hydraulic cylinder of moving of the telescopic boom (Fig. 7), the maximum power value is 1300 W , at the time $t = 0,1 \text{ s}$, and the minimum – 500 W , at the time $t = 0,9 \text{ s}$.

According to the criterion of optimization of the root mean square value of the efforts of the drive mechanisms, the maximum value of the power of the hydraulic cylinder of movement of the jib (Fig. 6) is 2600 W , at the time $t = 0,15 \text{ s}$, minimum – 450 W , at the time $t = 0,9 \text{ s}$. For the cylinder of displacement of the telescopic boom (Fig. 7), the maximum power value is 1150 W , at the time $t = 0,1 \text{ s}$, and the minimum – 300 W , at the time $t = 0,9 \text{ s}$.

With further displacement, power is an oscillatory character. This is caused by oscillation in the load. The negative values of the power of the hydraulic cylinder for moving the jib (Fig. 6) and the hydraulic cylinder for moving the telescopic boom (Fig. 7) are caused by the oscillation of the load in the direction of movement of the hydraulic cylinders.

Analyzing the graphical dependencies of the efforts that develop the hydraulic cylinders of the jib (Fig. 8) and the telescopic boom (Fig. 9), it can be noted that the nature of the change in effort by the two criteria is similar.

Analyzing the graphical dependencies of the efforts that develop the hydraulic cylinders of the jib (Fig. 8) and the telescopic boom (Fig. 9), it can be noted that the nature of the change in effort by the two criteria is similar.

According to the criterion of optimization of the root mean square value of the generalized force at the beginning of the movement for the hydraulic cylinder of the jib (Fig. 8), the force is equal to 56000 N. At the time $t = 0,15$ s, the effort becomes a minimum value and is equal to 46000 N. The maximum effort value becomes at the time $t = 1$ s and is equals to 48000 N.

For the hydraulic cylinder of the telescopic boom (Fig. 9) at the beginning of the effort movement is 3650 N. At the time $t = 0,1$ s, the effort becomes minimal and equals 3200 N. The maximum effort value becomes at the time $t = 1$ s and equals 4190 N.

According to the criterion of optimization of the root mean square power of the drive mechanisms at the beginning of the movement for the hydraulic cylinder of the jib (Fig. 8), the effort is equal to 50000 N. At the time $t = 0,15$ s, the effort becomes a minimum value and equals 44000 N. The maximum effort value becomes at the time $t = 1$ s and equals 65000 N. For the hydraulic cylinder, of the telescopic boom (Fig. 9) at the beginning movement of the effort is equals 3450 N. At the time $t = 0,1$ s, the effort acquires a minimum value and equals 3200 N. The maximum value of the effort acquires at the time $t = 1$ s and equals 4100 N.

Conclusions. As a result of the study, two optimization problems were solved with the aim of reducing the load oscillations while the simultaneous movement of two links of the boom system.

The complex integral dynamic criterion for optimization of the root mean square value of the generalized force, which is presented as a nonlinear integral functional, is substantiated. The criterion obtained reflects the undesirable properties of the boom system, so its value was minimized.

The complex integral dynamic criterion of the root mean square value of the power of the drive mechanisms, which is presented as a nonlinear integral functional, is substantiated. The criterion obtained reflects the undesirable properties of the drive mechanisms of the boom system, so its value was also minimized.

To solve these problems, the continuous functions $z_0, z_1, z_2, \dots, z_{n-1}, z_n$ were replaced by unknown discrete values. They were obtained as the input algorithm of ME-PSO and these values are related to the criteria (25, 30). Such results were provided by a strategy of finding the global extremum by a swarm of particles.

The obtained optimal mode of movement of the boom system allowed to minimize dynamic loads in the drive mechanisms and metalware of the loader crane. With the received modes of movement of the boom system, elimination of load oscillations is achieved. This mode of movement improves the performance of the loader crane and its efficiency as a whole.

REFERENCES

1. Loveikin V.S., Romasevich Yu.O., Spodoba O.O. Mathematical model of the dynamics varying the radius jib system loader crane at adjustment movement arm and telescopic section. Engineering. Collection of scientific papers. 2019. Issue 24. P. 40-51. DOI 10.32820/2079-1747-2019-24-40-51.
2. Loveikin V., Romasevych Yu., Spodoba O., Loveikin A., Pochka K. Mathematical model of the dynamics change departure of the jib system manipulator with the simultaneous movement of its links. Strength of Materials and Theory of Structures. 2020. Issue 104. P. 175-190. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.108.267-282
3. Loveikin V.S., Romasevych Yu.O., Kurka V.P., Mushtyn D.I., Pochka K.I. Analysis of the start-up process of the tower crane slewing mechanism with a steady state motion mode of its load trolley. Strength of Materials and Theory of Structures. 2020. Issue 105. P. 232-246. DOI: 10.32347/2410-2547.2020.105.232-246.
4. Loveikin V.S., Romasevich Yu.O., Shymko L.S., Loveikin Yu.V., Pochka K.I. The dynamic analysis of the joint trolley movement and hoisting mechanism in the tower crane. Strength of Materials and Theory of Structures. 2022. Issue 108. P. 267-282. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.108.267-282.
5. Loveikin V.S., Romasevych Yu.O., Loveikin A.V., Liashko A.P., Pochka K.I., Balaka M.M. Drive power minimization of outreach change mechanism of tower crane during steady-state slewing mode. Strength of Materials and Theory of Structures. 2022. Issue 109. P. 317-330. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.317-330.

6. Loveikin V.S., Romasevich Yu.O., Spodoba O.O. Mathematical model of dynamics change length of the crane arm system of a crane-manipulator. Hoisting and Conveying Equipment. 2019. Vol. 2 (61). P. 83-92. DOI: 10.15276/pidtt.2.61.2019.07.
7. Loveikin V.S., Romasevich Yu.O., Spodoba O.O., Loveikin A.V., Shvovor S.A. Comprehensive optimization of the mode of departure of the boom system of the loader crane. Machinery & Energetics. 2020. Vol. 11 (2). P. 5-13. DOI: 10.31548/machenergy.2020.02.005-013.
8. Romasevych Y., Loveikin V. Novel Multi-Epoch Particle Swarm Optimization Technique. Cybernetics and Information Technologies. 2018. Vol. 18 (3). P. 62-74. DOI: 10.2478/cait-2018-0039.
9. Bozorg-Haddad O., Solgi M., Loaiciga H. Meta - Heuristic and Evolutionary Algorithms for Engineering Optimization. John Wiley & Sons Inc, 2017. P. 304.
10. Kennedy J., Eberhart R. Particle swarm optimization. IEEE International Conference on Neural Networks. 1995. P. 1942-1948.
11. Dubrovka F., Vasilenko D. Constructive synthesis of planar antennas using natural optimization algorithms. Izvestiya high schools, Radio electronics. 2009. Issue. 4. P. 3-22.
12. Kiranyaz S., Ince T., Yildirim A., Gabbouj M. Evolutionary Artificial Neural Networks by Multi-Dimensional Particle Swarm Optimization. Neural Networks. 2009. Vol. 22, Issue 10, P. 1448-1462. DOI: 10.1016/j.neunet.2009.05.013.
13. Heo J., Lee K., Garduno-Ramirez R. Multiobjective Control of Power Plants Using Particle Swarm Optimization Techniques. IEEE Transactions on Energy Conversion. 2006. Vol. 21, Issue 10. P. 552-561. DOI: 10.1109/TEC.2005.858078.
14. Zamani M., Karimi-Ghartemani M., Sadati N., Parniani M. Design of a Fractional Order PID Controller for an AVR Using Particle Swarm Optimization. Control Engineering Practice. 2009. Vol. 17, Issue 12, P. 1380-1387. DOI: 10.1016/j.conengprac.2009.07.005.
15. Chander A., Chatterjee A., Siarry P. A New Social and Momentum Component Adaptive PSO Algorithm for Image Segmentation. Expert Systems with Applications. 2011. Vol. 38, Issue 5, P. 4998-5004. DOI: 10.1016/j.eswa.2010.09.151.

Стаття надійшла 02.08.2023

Ловеїкін В.С., Ромасевич Ю.О., Сподоба О.О., Ловеїкін А.В., Почка К.І.

ОПТИМІЗАЦІЯ РЕЖИМУ РУХУ СТРІЛОВОЇ СИСТЕМИ КРАНА МАНІПУЛЯТОРА

У статті представлено метод вирішення проблеми усунення коливань вантажу, який закріплено на жорсткому шарнірному підвісі в момент одночасного переміщення двох ланок стрілової системи. Суть методу полягає в оптимізації режиму одночасного переміщення двох ланок стрілової системи крана маніпулятора при горизонтальному переміщенні вантажу в період пуску. Задача розв'язана за двома критеріями оптимізації, а саме: за критерієм оптимізації середньоквадратичного значення узагальненої сили та критерієм оптимізації середньоквадратичного значення потужності приводних механізмів. Розроблені критерії відображають небажані властивості ланок стрілової системи та механізмів приводу, тому їх значення зводилися до мінімуму.

Розв'язок задачі оптимізації представлено у дискретному вигляді. Для цієї мети був використаний метод оптимізації рою частинок (ME-PSO). Це допомогло отримати дискретні значення кінематичних та силових характеристик стрілової системи крана маніпулятора.

Оскільки критерій оптимізації є інтегральним функціоналом, то для його оптимізації використані методи варіаційного числення. Рішення варіаційної задачі оптимізації представлено у вигляді багато параметричних функцій, які задовольняють крайові умови руху та мінімізують отримані безрозмірні критерії. Для цієї мети був використаний метод оптимізації рою частинок (ME-PSO). Це дало можливість отримати залежності оптимальних енергетичних та силових характеристик стрілової системи та механізмів приводу крана маніпулятора. Отриманий в результаті оптимізації режим переміщення ланок стрілової системи покращив силові та енергетичні характеристики крана маніпулятора, що дало можливість підвищити його надійність та продуктивність.

Ключові слова: математична модель, зміна вильоту, суміщення рухів, маніпулятор, рівняння Лагранжа другого роду, динамічні навантаження, коливання вантажу.

Loveikin V.S., Romasevich Yu.O., Spodoba O.O., Loveykin A.V., Pochka K.I.

OPTIMIZATION OF THE MODE OF MOVEMENT OF THE BOOM SYSTEM OF THE LOADER CRANE

The article presents a method for solving the problem of eliminating vibrations of the load, which is fixed on a rigid articulated suspension at the time of simultaneous movement of two links of the boom system. The essence of the method is to optimize the mode of simultaneous movement of two links of the boom system of the loader crane with horizontal movement of the load during the start-up period. The problem is solved according to two optimization criteria, namely: according to the optimization criterion of the root-mean-square value of the generalized force and the optimization criterion of the root-mean-square value of the power of drive mechanisms. The developed criteria reflect the undesirable properties of the links of the boom system and drive mechanisms, so their value was minimized.

The solution of the optimization problem is presented in a discrete form. For this purpose, the particle swarm optimization (ME-PSO) method was used. This helped to obtain discrete values of the kinematic and power characteristics of the boom system of the loader crane.

Since the optimization criterion is an integral functional, the methods of the calculus of variations are used for its optimization. The solution of the variational optimization problem is presented in the form of many parametric functions that satisfy the boundary conditions of motion and minimize the obtained dimensionless criteria. For this purpose, the particle swarm optimization (ME-PSO) method was used. This made it possible to obtain the dependence of the optimal energy and power characteristics of the boom system and the drive mechanisms of the loader crane. The mode of movement of the boom system links obtained as a result of optimization improved the power and energy characteristics of the loader crane, which made it possible to increase its reliability and productivity.

Keywords: mathematical model, changing the boom, combination of movements, manipulator, Lagrange equation of the second kind, dynamic loads, load oscillations.

УДК 621.87

Ловейкін В.С., Ромасевич Ю.О., Сподоба О.О., Ловейкін А.В., Почка К.І. Оптимізація режиму руху стрілової системи крана маніпулятора // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 223-236.

Розв'язано задачу оптимізації, режиму одночасного переміщення двох ланок стрілової системи крана маніпулятора при горизонтальному переміщенні вантажу в період пуску. Задача розв'язана за двома критеріями оптимізації, а саме: за критерієм оптимізації середньоквадратичного значення узагальненої сили та критерієм оптимізації середньоквадратичного значення потужності приводних механізмів. Для розв'язку поставленої задачі був використаний метод оптимізації рою частинок (ME-PSO). Це допомогло отримати дискретні значення кінематичних та силових характеристик стрілової системи крана маніпулятора. Отриманий в результаті оптимізації режим переміщення ланок стрілової системи покращив силові та енергетичні характеристики крана маніпулятора, що дало можливість підвищити його надійність та продуктивність.

Іл. 9. Бібліогр. 15 назв.

UDC 621.87

Loveikin V.S., Romasevich Yu.O., Spodoba O.O., Loveykin A.V., Pochka K.I. Optimization of the mode of movement of the boom system of the loader crane // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles- K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. - P. 223-236.

The optimization problem has been solved for the mode of simultaneous movement of two links of the boom system of the loader crane with horizontal movement of the load during the start-up period. The problem is solved according to two optimization criteria, namely: according to the optimization criterion of the root-mean-square value of the generalized force and the optimization criterion of the root-mean-square value of the power of drive mechanisms. To solve the problem, the particle swarm optimization method (ME-PSO) was used. This helped to obtain discrete values of the kinematic and power characteristics of the boom system of the loader crane. The mode of movement of the boom system links obtained as a result of optimization improved the power and energy characteristics of the loader crane, which made it possible to increase its reliability and productivity.

Fig. 9. Ref. 15.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри конструювання машин і обладнання Національного університету біоресурсів і природокористування України ЛОВЕЙКІН Вячеслав Сергійович

Адреса робоча: 03041, Україна, м. Київ, вул. Героїв Оборони, 12, навчальний корпус № 11, Національний університет біоресурсів і природокористування України, кафедра конструювання машин і обладнання, ЛОВЕЙКІНУ Вячеславу Сергійовичу

Робочий тел.: +38(044) 527-87-34

Мобільний тел.: +38(097) 349-14-53

E-mail: lovvs@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-4259-3900>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, професор кафедри конструювання машин і обладнання Національного університету біоресурсів і природокористування України РОМАСЕВИЧ Юрій Олександрович

Адреса робоча: 03041, Україна, м. Київ, вул. Героїв Оборони, 12, навчальний корпус № 11, Національний університет біоресурсів і природокористування України, кафедра конструювання машин і обладнання, РОМАСЕВИЧУ Юрію Олександровичу

Робочий тел.: +38(044) 527-87-34

Мобільний тел.: +38(068) 102-31-64

E-mail: romasevichyuriy@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-5069-5929>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, асистент кафедри конструювання машин і обладнання Національного університету біоресурсів і природокористування України СПОДОБА Олександр Олексійович

Адреса робоча: 03041, Україна, м. Київ, вул. Героїв Оборони, 12, навчальний корпус № 11, Національний університет біоресурсів і природокористування України, кафедра конструювання машин і обладнання, СПОДОБИ Олександр Олексійовичу

Мобільний тел.: +38(067) 804-21-71

E-mail: sp1309@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-8217-866X>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат фізико-математичних наук, доцент, доцент кафедри математичної фізики Київського національного університету імені Тараса Шевченка ЛОВЕЙКІН Андрій Вячеславович

Адреса робоча: 03022, Україна, м. Київ, проспект академіка Глушкова, 4е, корпус механіко-математичного факультету, Київський національний університет імені Тараса Шевченка, кафедра математичної фізики, ЛОВЕЙКІНУ Андрію Вячеславовичу

Мобільний тел.: +38(097) 350-91-23

E-mail: anlov74@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-7988-8350>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри професійної освіти КНУБА ПОЧКА Костянтин Іванович

Адреса робоча: 03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра професійної освіти, ПОЦЦІ Костянтину Івановичу

Робочий тел.: +38(044) 248-69-25

Мобільний тел.: +38(097) 212-86-29

E-mail: shanovniy@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-0355-002X>

УДК 669.14:620.191.33

ШВИДКІСТЬ ДЕФОРМУВАННЯ МЕТАЛУ ЗВАРНИХ СЕКЦІЙ ТРУБ В ПРОЦЕСІ НАТУРНИХ ВИПРОБУВАНЬ

В.Д. Макаренко¹,
д-р техн. наук, професор

Ю.Л. Винников²,
д-р техн. наук, професор

Ю.В. Макаренко³,
магістерка

О.Е. Чигиринець⁴,
д-р техн. наук, професор

С.М. Ткаченко⁵,
канд. техн. наук, доцент

В.І. Савенко⁶,
д-р техн. наук, професор

¹Херсонський національний технічний університет, Україна

²Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка", Україна

³Університет Манітоби, м.Вінніпег, Канада

⁴Національний технічний університет України «КПІ ім.Ігоря Сікорського»

⁵Національний технічний університет «Запорізька політехніка», Україна

⁶Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.237-244

Анотація. Відомо, що випробування на зразках Менаже Шарпі та інших, які мають товщини не відповідаючи товщині стінок труб не відображають реальну картину в'язко-пластичних руйнувань, що не дозволяє розробити методику чи модель прогнозування остаточного ресурсу (безаварійного) газопроводів тривалого терміну експлуатації. В той же час теоретичні і лабораторні дослідження не завжди з достатньою повнотою відповідають на питання, пов'язані безпосередньо із забезпеченням довговічності і безаварійної працездатності трубопроводів. Вірогідно, що в лабораторних умовах підприємств чи наукових закладів важко відтворити і урахувати всі фактори, які характеризують зростання і розповсюдження Найбільш повно умови роботи металу в газопроводах відображають натурні випробування відрізків газопроводів довжиною 150-250 м. Однак, через технічну складність їх проведення, в польових умовах не завжди вдається отримати повний комплекс реєстрованих параметрів. Крім того, випробування відрізків вельми трудомісткі, складні в забезпеченні безпеки їх проведення, вимагають великих матеріальних і часових витрат. Серійні випробування окремих труб в умовах спеціально облаштованого полігона і зроблені на їх основі узагальнення достатньо задовільно відповідають результатам натурних випробувань відрізків газопроводів. Полігонні випробування труб дозволяють проводити порівняно недорогі дослідження при апробації нових типів сталі і конструкцій труб. Тому дані лабораторних досліджень потрібно перевіряти і обов'язково уточнювати по результатах випробування на спеціально облаштованому полігоні відрізків труб, призначених для будівництва магістральних газопроводів, які дозволили отримати кінематичні та динамічні параметри руйнування модельного газопроводу під робочим навантаженням і в умовах, максимально наближених до експлуатаційних. Аналіз результатів полігонних (натурних) випробувань свідчить, що з моменту ініційованого руйнування в центральній трубі швидкість магістральної тріщини (на дві сторони від ініціатора) зростає і на відстані приблизно 2-3 діаметрів від надрізу досягає максимуму. Зміна швидкості по довжині центральної труби може бути симетричною відносно надрізу виконаному в середній трубці, чи несиметричною. Це пов'язано з технікою проведення експерименту і умовами старту тріщини, зокрема зі зміщенням ініціюючого надрізу відносно середини труби і різними властивостями металу труб в зоні локального зриву. Загальною закономірністю залишається наявність максимуму швидкості на стадії розгону тріщини. Необхідно відмітити, що для

проведення експерименту, щоб досягнуті високі швидкості руйнування збереглися при вході вершини тріщини в досліджувані ділянки. Забезпечується така умова відповідним підбором в'язкості металу центральної труби.

Ключові слова: труба, деформація, тріщина, пластична зона, полігон.

Вступ

Натурні пневматичні випробування відрізків газопроводів супроводжуються в окремих випадках зривами великої потужності, а тому вимагають дотримання правил і норм санітарно-пожежної і екологічної безпеки. А тому, параметри руйнування (швидкість, тиск, значення пластичної зони, температура та ін.) визначають дистанційними методами.

Відомо [1-6], що середня швидкість розповсюдження хвилі пониженого тиску вздовж осі трубопроводу складає для природного газу приблизно 400 м/с. А тому це значення приймають при визначенні оптимальної довжини випробуваних секцій. Розрахунки показують, що при такій швидкості хвилі швидкість розповсюдження тріщини буде 200 м/с, а отже трубна секція повинна бути довжиною не менше 150 м. Такі зварні секції труб виготовляли безпосередньо на експериментальній ділянці Інституту електрозварювання імені С.О. Патона НАНУ.

В той же час теоретичні і лабораторні дослідження не завжди з достатньою повнотою відповідають на питання, пов'язані безпосередньо із забезпеченням довговічності і безаварійної працездатності. Вірогідно, що в лабораторних умовах підприємств чи наукових закладів важко відтворити і урахувати всі фактори, які характеризують зростання і розповсюдження руйнування в реально діючому газопроводі. Тому дані лабораторних досліджень потрібно перевіряти і обов'язково уточнювати по результатах пневматичних випробувань довгомірних трубних секцій, тобто в теперішній час гостро назріла необхідність поєднання лабораторних і натурних випробувань труб газопровідної мережі. Такі випробування не є масовими, але в результаті їх виконання отримують важливу інформацію стосовно поведінки і властивостей металу в умовах навантаження і експлуатації, найбільш наближених до експлуатаційних.

Натурні випробування відрізків газопроводів великих діаметрів 800-1200 мм дозволяють узагальнити дані по цьому питанню, які представляють науковий і практичний інтерес.

Методика випробувань відрізків труб полягала в наступному.

Проведені детальні дослідження динаміки руйнування труб при пневматичних випробуваннях відрізків газопроводів і при гідропневматичних випробуваннях окремих повнорозмірних труб дозволяють зробити наступні висновки.

Найбільш повно умови роботи металу в газопроводах відображають натурні випробування відрізків газопроводів довжиною 150-250 м. Однак, із-за технічної складності їх проведення в польових умовах не завжди вдається отримати повний комплекс реєстрованих параметрів. Крім того, випробування відрізків вельми трудомісткі, складні в забезпеченні безпеки їх проведення, вимагають великих матеріальних і часових витрат.

Серійні випробування окремих труб в умовах спеціально облаштованого полігона і зроблені на їх основі узагальнення достатньо задовільно відповідають результатам натурних випробувань відрізків газопроводів. Полігонні випробування труб дозволяють проводити порівняно недорогі дослідження при апробації нових типів сталі і конструкцій труб.

В зв'язку з викладеним, в якості основного метода визначення характеристик опору сталі труб руйнуванню, областей використання труб і розробки теорії міцності трубопроводів слід рекомендувати пневматичні випробування труб в умовах полігона. Конструкція полігона повинна забезпечити виконання наступних технічних вимог:

- довжина випробуваної секції - не менше 20 м (дві труби); максимальний діаметр труб - 1420 мм на робочий тиск до 10-12 МПа;

- об'єм, заповнюваний повітрям у випробуваній секції, не менше 75 % загального об'єму секції;
- конструкція бронеканери повинна забезпечити гасіння повітряних і ударних хвиль, виникаючих при пневматичному руйнуванні труб, зовнішній вплив яких аналогічно потужному вибуху;
- на території полігона тиск не повинен підвищуватися більше ніж на 0,01 МПа;
- полігон повинен бути облаштований спеціальними приладами дистанційного запису (на відстані до 100 м) параметрів руйнування, мати цех для підготовки труб для випробування, відділення для виготовлення і випробування різних зразків.

Відповідно до викладених вимог, в тресті “Вар’егантрубопроводбуд” (м. Радужний Тюменська обл.) був розроблений проект, згідно якого був побудований новий полігон (на березі річки Аган - с.м.т. Новоаганськ Тюменська обл.) для проведення пневматичних випробувань труб. Полігон складався з цеху розмірами 12x44 м, облаштованого кран-балкою. В цеху розміщалися блок реєстрації параметрів дослідження з апаратурою вимірювання і ділянки з підготовки труб для випробувань.

Транспортування труб на випробування в бронеканеру проводилося по рейкам спеціальними візками. Уламки у випадку їх утворення при руйнуванні труб уловлювали в бронеканері, а при вилеті частин труби з відкритого торця бронеканери - в пастці. Основним елементом полігона, що забезпечував безпеку проведення пневматичних випробувань, є бронеканера, конструкцію якої розглянемо детально далі.

Бронеканера є потужною залізобетонною конструкцією арочного типу з корисною довжиною 40 м. Арка встановлена на силовій підлозі – фундаменті в залізобетонному виконанні товщиною 1900 мм. В підлозі встановлені балки з трьох зварених швелерів №24, які забезпечують в будь-якому місці по довжині камери кріплення досліджуваних секцій трубопровода напівхомутами із зусиллям до 10 т.

Бронеканера з глухого торця закрита потужною залізобетонною стіною товщиною 2 м, додатково захищеною в середині мішками з піском, які служать для розподілення зусилля торцевого удару і його амортизації. Внутрішня поверхня бронеканери укріплена кожухом з листової сталі товщиною 30 мм, а зовнішня - сталюю сіткою і обвалована ґрунтом товщиною 1 м. Відкритий торець бронеканери захищений наборними воротами, зв’язаними з конструкцією камери і складених з потужних стійок і закладних елементів коробчатого типу висотою по 400 мм. Призначення воріт відбивати повітряну хвилю в бронеканеру. Звідти стиснуте повітря по спеціально встановленим в стелі бронеканери дренажним трубам повинно витікати у вертикальній площині. На сприйняття торцевого удару частиною відокремленої труби ворота не розраховані. В цьому випадку закладні елементи можуть зруйнуватися і підлягають заміні, а торцевий удар гаситься пасткою.

Необхідна температура метала труб в момент руйнування забезпечується за рахунок використання природного холода (зимою) чи шляхом природного охолодження сухим льодом або рідким азотом (літом) за допомогою спеціальних пристроїв.

Характер деформування газопровідної труби представлений на рис. 1 - 3.

Аналіз результатів полігонних (натурних) випробувань свідчить, що з моменту ініційованого руйнування в центральній трубі швидкість магістральної тріщини (на дві сторони від ініціатора) зростає і на відстані приблизно 2-3 діаметрів від надрізу досягає максимуму. Зміна швидкості по довжині центральної труби може бути симетричною відносно надрізу (рис. 1) чи несиметричною (рис. 2). Це пов’язано, на наш погляд, з технікою проведення експерименту і умовами старту тріщини, зокрема зі зміщенням ініціюючого надрізу відносно середини труби і різними властивостями метала труб в зоні локального зриву [7-12]. Загальною закономірністю залишається наявність максимуму швидкості на стадії розгону тріщини. Необхідно зазначити, що при проведенні експерименту дотримувалися умови, згідно якої високі швидкості руйнування збереглися при вході вершини тріщини в дослідні ділянки труби. Забезпечення такої умови здійснювали відповідним підбором в’язкості метала центральної труби. Зокрема, при

$KCV = 1.7 \text{ МДж/м}^2$ максимальна швидкість складала 130 м/с (рис. 3); при $KCV = 1.5 \text{ МДж/м}^2$ максимальна швидкість складала 180 м/с (рис. 2), а при $KCV = 0.5 \text{ МДж/м}^2$, $v_{\max} = 380 \text{ м/с}$ (див. рис.2) [13-16].

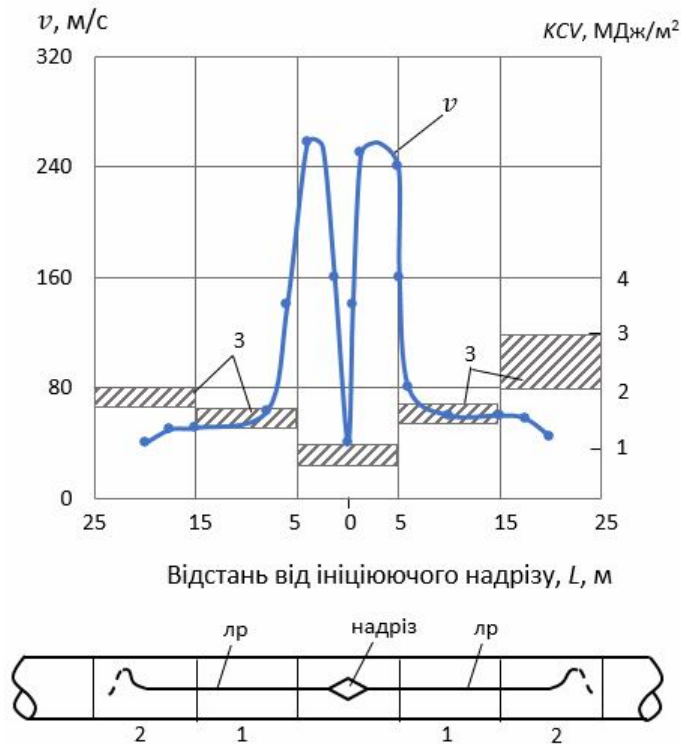


Рис. 2. Кінетика розповсюдження руйнування при випробуванні відрізка газопроводу загальною довжиною 160м. Тиск руйнування $P_r = 14 \text{ МПа}$. Позначення 1,2 – дослідні труби, $1020 \times 20 \text{ мм}$, сталь X70; ЛР – лінія руйнування

Встановлено, що до моменту проходження магістральною тріщиною ділянок центральної труби встановлюється постійна швидкість декомпресії повітря. При вході тріщини в дослідні ділянки її швидкість змінюється в залежності від в'язкості металу труб і на деяких ділянках може бути постійною (стадія квазістаціонарного руйнування). Значення швидкості руйнувань характеризує опір металу труб розповсюдженню руйнування в конкретних умовах випробувань. Необхідно відмітити, що різке зниження швидкості в'язкого руйнування спостерігається при перетині кільцевих зварювальних швів (див. рис. 3), коли в'язкість металу дослідної труби, що досліджується, вище, ніж попередньої (стадія гальмування руйнування).

Висновки

1. Проведені натурні випробування на спеціально облаштованому полігоні відрізків труб, призначених для будівництва магістральних газопроводів, які дозволили отримати кінематичні та динамічні параметри руйнування модельного газопроводу під робочим навантаженням і в умовах, максимально наближених до експлуатаційним.

2. Аналіз результатів полігонних (натурних) випробувань свідчить що з моменту ініційованого руйнування в центральній трубі швидкість магістральної тріщини (на дві сторони від ініціатора) зростає і на відстані приблизно 2-3 діаметрів від надрізу досягає максимуму. Зміна швидкості по довжині центральної труби може бути симетричною відносно надрізу виконаному в середній трубі чи несиметричною. Це пов'язано з технікою проведення експерименту і умовами старту тріщини, зокрема зі зміщенням

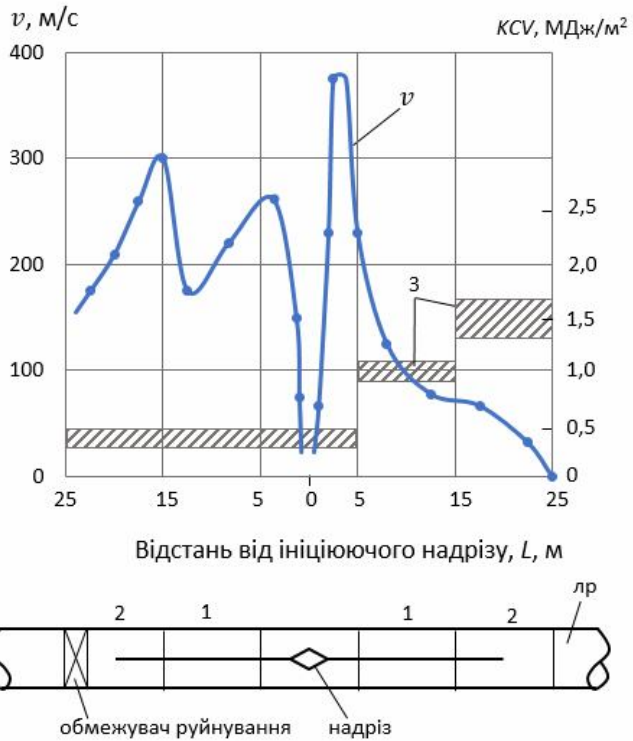


Рис. 3. Зміна швидкості руйнування у відрітку газопроводу довжиною 120м. Позначення: 1, 2 – дослідні труби 1020x18мм із термообробленої сталі X70; 3 – межі зміни ударної в'язкості KCV; ЛР – лінія розриву тиск руйнування $P_r = 11.5$ МПа

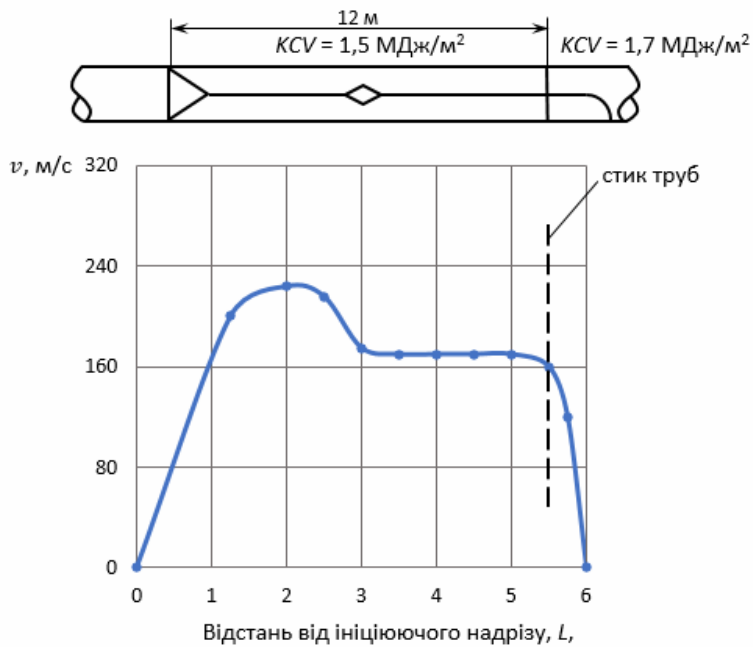


Рис. 4. Схема руйнування і результати випробувань відрізка газопроводу довжиною 25 м; робочий тиск $P_r = 8.5$ МПа. Дослідні труби 1020x18мм (сталь X70)

ініціюючого надрізу відносно середини труби і різними властивостями металу труб в зоні локального зриву. Загальною закономірністю залишається наявність максимуму швидкості на стадії розгону тріщини.

3. При проведенні експерименту для досягнення високої швидкості руйнування збереглися при вході вершини тріщини в досліджувані ділянки. Забезпечується така умова відповідним підбором в'язкості металу центральної труби.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Андрейків О.С., Никифорчин Г.М., Ткачов В.І. Міцність і руйнування металічних матеріалів і елементів конструкцій у водневомісних середовищах // Фізико-механічний інститут: - Під ред. В.В. Панасюка, НАН України, Фізико-механічний інститут ім. Г.В. Карпенка. - Львів: Простір-М, 2001. - С. 248-286.
2. Василенко І.І., Мелехов Р.К. Коррозионное растрескивание сталей. – Киев: Наук. думка, 1977. - 265 с.
3. Крижанівський Є.І., Цирульник О.Т., Петрина Д.Ю. Вплив наводнювання та попереднього пластичного деформування сталі на її тріщиностійкість // Фіз.-хім. механіка матеріалів. - 1999. - № 5. - С. 67-70.
4. Радкевич О.І., П'ясецький О.С., Василенко І.І. Корозійно-механічна тривкість трубної сталів сірководневого середовища // Фіз.-хім. механіка матеріалів. -2000. -№3. -С. 93-97.
5. Okada T., Hattori S. Relation Between Concentration of Salt Water and Corrosion Fatigue Strength on 0.37 Percent Carbon Structural Steel, Fukui University, Японія: Теоретические основы инженерных расчетов (Труды Американского общества инженеров-механиков); изд-во Мир, 1985, №3, S.98-107.
6. Швачко В.И. Макромеханические аспекты обратной водородной хрупкости// Физ.-хим. механика материалов. -2000.- №4.-С.36-40
7. Макаренко В.Д., Крижанівський Є.І., Чернов В.Ю. Проблеми корозійної стійкості промислових трубопроводів// Нафтова і газова промисловість. -2002.-№6.-С.42-44
8. Самойленко М.І., Функціональна надійність трубопроводних транспортних систем// Харків: ХНАМП. – 2009.-184с
9. Насоніна Н.Г., Антоненко С.Є. Аналіз пошкодженості водопровідних і каналізаційних мереж// Сучасне промислове та цивільне будівництво. -2019.-Том15.-№1.-С23-34
10. Макаренко В.Д., Гоц В.І., Аргатенко Т.В. і ін. Дослідження аварійних трубопроводів// Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки, вип. 42. -2023.-С.49-58
11. Василенко І.І., Шульте О.Ю., Радкевич О.І. Вплив хімічного складу і технології виробництва сталей на їх чутливість до водневого тріщинотворення та сірководневого корозійного розтріскування// Фіз.-хім механіка матеріалів. -1990.-№4.-С. 8-22
12. Порівняльний аналіз корозійно-механічних властивостей вітчизняної трубної сталі 20ЮЧ з іноземними аналогами/ О. Чапля, О. Радкевич, О. П'ясецький, Я. Спектор//Машинознавство. -1999.-№8.- С52-56.
13. Tyson W.R. Hydrogen Embrittlement and Hydrogen Dislocation Interactions // Corrosion. - 1980. Vol. 36, No. 8. - Pp. 441-443.
14. Писаренко Г.С., Стрижало В.А. Экспериментальные методы в механике деформируемого твердого тела// Киев: Наукова думка. -1986.-262с
15. T.Kawakubo, M. Hishida. Elastic-Plastic Fracture Mechanics Analysis on Environmentally Accelerated Cracking of Stainless Steel in High Temperature Water// Journal of Engineering Materials and Technology.- 2005. – Vol.107.-pp.240-245.
16. Методика з визначення параметрів тріщиностійкості ASTM E399-78 (для компактних зразків і зразків з центральним надрізом) // Journal of Engineering Materials and Technology.- 2005. –Vol.107.-pp.107-116.

REFERENCES

1. Andreykiv O.E., Nikyforchyn H.M., Tkachev V.I. Mitsnist i ruinvannia metalichnykh materialiv i elementiv konstruktсии u vodnevomisnykh seredovyschakh (Strength and destruction of metallic materials and structural elements in hydrogen-containing environments) // Physical and Mechanical Institute: - Ed. V.V. Panasyuka, NAS of Ukraine, Institute of Physics and Mechanics named after G.V. Karpenka - Lviv: Prostir-M, 2001. - 248-286p.
2. Vasylenko I.I., Melekhov R.K. Koroziiine roztriskuvannia stali (Corrosion cracking of steels) //- Kyiv: Nauk, dumka, 1977. - 265 p.
3. Kryzhanivskiy E.I., Tsiurulnyk O.T., Petryna D.Yu. Vplyv navodniuvannia ta poperednoho plastychnoho deformuvannia stali na yii trishchynostiikist (The influence of water treatment and preliminary plastic deformation of steel on its crack resistance) // Phys.-chem. mechanics of materials. - 1999. - No. 5. - 67-70p.
4. Radkevich O.I., Pyasetskyi O.C., Vasylenko I.I. Koroziiino-mekhanichna tryvkist trubnoi stali v sirkovodnevomu seredovyschi (Corrosion-mechanical durability of pipe steel in a hydrogen sulfide environment) // Phys.-chem. mechanics of materials. -2000. - No. 3. - 93-97p.
5. Okada T., Hattori S. Zviazok mizh kontsentratsiieu solonoj vody ta koroziiinoiu vtomnoiu mitsnistiu konstruktсииoi stali z vmistom vuhletsiu 0,37 vidsotka (Relation Between Concentration of Salt Water and

- Corrosion Fatigue Strength on 0.37 Percent Carbon Structural Steel), Fukui University, Japan: Theoretical foundations of engineering calculations //(Proceedings of the American Society of Mechanical Engineers); Myr publishing house, 1985, No. 3, 98-107p.
6. Shvachko V.I. Makromekhanichni aspekty oborotnoi vodnevoi krykhhkosti (Macromechanical aspects of reversible hydrogen embrittlement)// Phys.-chem. mechanics of materials) -2000.- No. 4.-36-40p.
 7. Makarenko V.D., Kryzhanivskiy E.I., Chernov V.Yu. Problemy koroziiinoi stiiikosti promyslovykh truboprovodiv (Problems of corrosion resistance of industrial pipelines)// Oil and gas industry. -2002.-№6.-42-44p
 8. Samoilenko M.I., Funktsionalna nadiinist truboprovodnykh transportnykh system (Functional reliability of pipeline transport systems)// Kharkiv: KhNAMP. – 2009.-184 p
 9. Nasonina N.G., Antonenko S.E. Analiz poshkodzhennosti vodoprovodnykh i kanalizatsiinykh merezh (Damage analysis of water supply and sewage networks)// Modern industrial and civil construction. -2019.-Vol.15.-No.1.-23-34p
 10. Makarenko V.D., Gots V.I., Argatenko T.V. etc. Doslidzhennia avariinykh truboprovodiv (Research of emergency pipelines)// Problems of water supply, drainage and hydraulics, vol. 42. -2023.-49-58p
 11. Vasylenko I.I., Shulte O.Yu., Radkevich O.I. Vplyv khimichnoho skladu i tekhnologii vyrobnytstva stali na yikh chutlyvist do vodnevoho trishchyno utvorennia ta sirkovodnevoho koroziiinoho roztriskuvannia (The influence of the chemical composition and production technology of steels on their sensitivity to hydrogen cracking and hydrogen sulfide corrosion cracking)// Physic-chemical mechanics of materials. -1990.-№4.-8-22p
 12. Chaplya, O. Radkevich, O. Pyasetskyi, Ya. Porivnialnyi analiz koroziiino-mekhanichnykh vlastyivostei vitchyznianoї trubnoi stali 20YuCh z inozemnymy analohamy (Comparative analysis of corrosion-mechanical properties of domestic pipe steel 20YCH with foreign analogues)/Spektor//Mashinoznavstvo. -1999.-№8.- 52-56p
 13. Tyson W.R. Vodneve okrykhhchennia ta vodnevi dyslokatsiini vzaïemodii (Hydrogen Embrittlement and Hydrogen Dislocation Interactions) // Corrosion. - 1980. Vol. 36, No. 8. - 441-443p.
 14. Pisarenko G.S., Stryzhalo V.A. Eksperymentalni metody v mekhanitsi tverdogo tila, shcho deformuietsia (Experimental methods in the mechanics of a deformable solid)// Kyiv: Naukova Dumka. -1986.-262 p
 15. T. Kawakubo, M. Hishida. Analiz pruzhno-plastychnoi mekhaniky ruinuvannia pryskorenoho v navkolysnomu seredovysheci roztriskuvannia nerzhaviiuchoї stali u vodi z vysokoiu temperaturoiu (Elastic-Plastic Fracture Mechanics Analysis of Environmentally Accelerated Cracking of Stainless Steel in High Temperature Water)// Journal of Engineering Materials and Technology. - 2005. –Vol.107.-pp.240-245p.
 16. Metodyka z vyznachennia parametriv trishchynostiikosti ASTM E399-78 (dlia kompaktnykh zrazkiv i zrazkiv z tsentralnym nadrizom) (Methodology for determining the parameters of crack resistance ASTM E399-78 (for compact samples and samples with a central notch)) // Journal of Engineering Materials and Technology. - 2005. – Vol.107.-107-116p.

Стаття надійшла 20.04.2023

Makarenko V.D., Vynnykov Yu.L., Makarenko Y.V., Chygyrynets' O.E., Tkachenko S.M., Savenko V.I.

SPEED OF METAL DEFORMATION OF WELDED PIPE SECTIONS IN THE PROCESS OF NATURAL TESTS

It is clear that testing on Menage Charpey samples and other materials, which may not match the durability of pipe walls, does not reflect the real picture of visco-plastic failures, which does not allow the development of a methodology or model for predicting the residual life (failure-free) gas pipelines have a three-year term of operation. At the same time, theoretical and laboratory studies do not always provide sufficient evidence for nutrition, directly related to the reliability and trouble-free operation of pipelines. It is likely that in the laboratory minds of enterprises and scientific foundations, it is important to create and identify all the factors that characterize the growing and widespread use of metal in gas pipelines to represent nature. and testing of cutting gas pipelines with a length of 150-250 m. However, due to the technical complexity of their implementation, in the field Our minds will never again be faced with the need to identify a new set of registration parameters. In addition, the testing of highly labor-intensive procedures, including ensuring the safety of their implementation, requires large material and hourly costs. Serial testing of enclosed pipes in the drains of a specially lined landfill and cutting on this basis is quite consistent with the results of field testing of gas pipelines. Field testing of pipes allows for consistently inexpensive research when testing new types of steel and pipe designs. Therefore, laboratory data need to be verified and necessarily clarified based on the results of pneumatic testing of long-life pipe sections, so that at the present time there is an urgent need to combine laboratory and field tests pipes of the gas pipeline. Such testing is not widespread, but as a result of their experimentation, important information is taken away from the behavior and power of metal in the minds of vantage and exploitation, those closest to exploitation. Full-scale testing was carried out at a specially trained test site for cutting pipes intended for the construction of main gas pipelines, which made it possible to determine the kinematic and dynamic parameters of the alignment of the model gas pipeline under operating conditions. importance and in minds as close as possible to the operational ones. Analysis of the results of the field (natural) tests is to confirm that from the moment of initiation of the

collapse in the central pipe, the fluidity of the main crack (on both sides of the initiator) increases and increases distance approximately 2-3 diameters from the cut, reaching a maximum. Changing the fluidity after tightening the central pipe can be either symmetrical or asymmetrical to the cut in the middle pipe. This is due to the technique of carrying out the experiment and the formation of cracks, including displacements of the cutting edge in the middle of the pipe and various influences on the metal of the pipes in the zone of local tearing. The underlying regularity is that the maximum fluidity is not evident at the crack acceleration stage. It is necessary to note that in order to carry out the experiment, so that the achieved high fluidity of the structure is preserved when the top of the crack enters the final plot. This is ensured by consistent selection of the viscosity of the metal of the central pipe.

Key words: pipe, deformation, crack, plastic zone, test site.

УДК 669.14:620.191.33

Макаренко В.Д., Винников Ю.Л., Макаренко Ю.В., Чигиринець О.Е., Ткаченко С.М., Савенко В.І. Швидкість деформування металу зварних секцій труб в процесі натурних випробувань // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 237-244.

Табл. 1. Іл. 10. Бібліогр. 12 назв.

UDC 669.14:620.191.33

Makarenko V.D., Vynnykov Yu.L., Makarenko Y.V., Chygyrynets' O.E., Tkachenko S.M., Savenko V.I. Speed of metal deformation of welded pipe sections in the process of natural tests // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 237-244.

Table 1. Fig. 10. Ref. 12.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор Херсонський національний технічний університет Макаренко Валерій Дмитрович

Тел.: +38(066) 747-67-90

E-mail: green555tree@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-9178-9657>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, Національний університет “Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка” Україна, Винников Юрій Леонідович

Тел.: +38(099) 292-96-94

E-mail: savenkoknuba@gmail.com

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): магістерка університету Манітоби (м. Вінніпег, Канада) Макаренко Юлія Валеріївна

Тел.: +38(066) 747-67-90

E-mail: green555tree@gmail.com

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор хімічних наук, професор кафедри фізичної хімії Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського» Чигиринець Олена Едуардівна

Адреса робоча: КПІ ім. Ігоря Сікорського, пр. Перемоги, 37, корп. 4, Київ 03056

Тел.: +38(044)-204-83-89

E-mail: o.chygyrynets@kpi.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-2506-7020>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): канд. техн. наук, доцент, завідуючий кафедри зварювальних технологій Національного технічного університету «Запорізька політехніка» Ткаченко Сергій Миколайович

E-mail: savenkoknuba@gmail.com

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор кафедри організації і управління будівництвом Київського національного університету будівництва і архітектури Савенко Володимир Іванович

Адреса робоча: 03037, Україна, м. Київ, просп. Повітрофлотський, 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Тел.: +38(097)-970-66-59

E-mail: savenkoknuba@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1490-6730>

UDK 539.3

THE DYNAMIC ANALYSIS OF FIXED DEEP-WATER PLATFORM

R.M. Ostapenko,

Assistant

I.D. Kara,

PhD

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

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.245-250

The impact of such factors as: the flexibility of the pile foundation, the connected mass of water media, the ice field on the value of the period of natural oscillations of the offshore fixed deep-water ice-resistant platform was researched. Two discrete idealized models of the platform were used for the dynamic analysis.

Keywords: period of oscillations; deep-water platform; discrete model; connected mass; ice field.

Introduction. The industrial progress is closely related with active using of hydrocarbons in the modern world. The progress of the oil and natural gas industry is very important for the world and Ukraine in particular. The gradual growth of reserves of deposits on land led to reclaim and the gradual increase of the extraction of raw materials on the sea shelf. Specialists say that about 70% of hydrocarbon reserves lie in rock formations beneath seabed or ocean floor and more than half of them are located in shelf areas [1].

The development of sea oil deposits usually occurs using oil production platforms today [2]. For oil production at the depth of immersion more than 80 meters offshore fixed platforms are used most often (Fig. 1). A structure of this type consists of collected on land metal parts: the supporting part and the upper part that have a form of a spatial truss. Platforms rest on driven piles that have a tubular section and perceive vertical load from upper part and horizontal load from supporting part [3].

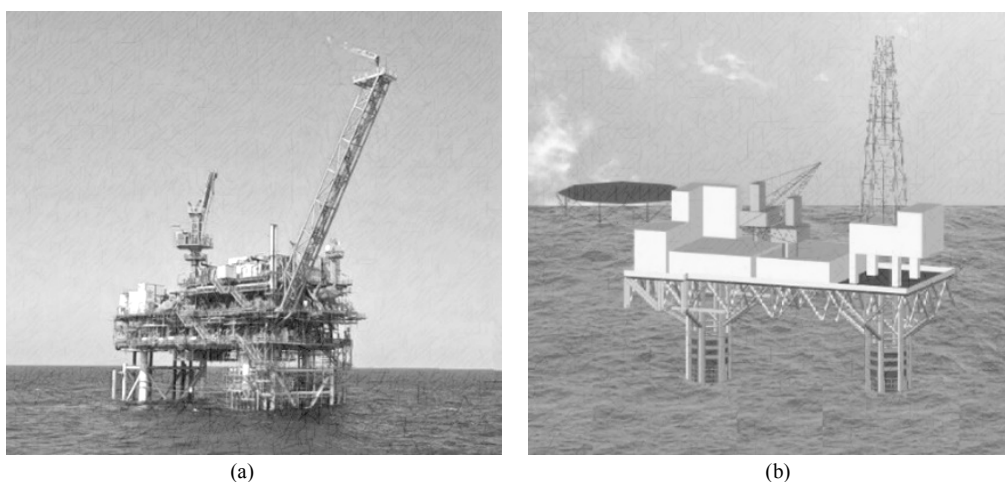


Fig. 1. Examples of fixed oil production platforms

Platforms can be used in different climatic zones and also, they have wide exploitation opportunities such as: they are the placement of the equipment for well drilling and extraction of hydrocarbons, preparation of raw materials for transportation, water injection into layer, performing

repair works etc. But using of such technological structures is not limited only to interest of oil and natural gas industry whereas they are important for navigation and military purposes.

A type of structures with the supporting part in a form of a spatial truss are ice-resistant structures. The upper part of such platforms rests on several columns, and diagonal and vertical links are deleted in a zone of the water horizon because they can be fractured by floating ice [3].

Such structures as offshore fixed platforms are exposed to effects of a high seismicity, wind, waves, strong undercurrents and an impulse impact during the movement of ice fields especially when exploitation in northern seas. Analyzes of offshore fixed hydrotechnical structures under the impact of different combinations of exploitative and external loads are based on the equilibrium condition of a structure under the impact of maximum possible loads. It's important during the analysis and the designing of offshore fixed platforms to choose the most rational constructive form and technical solution that should provide the strength, the reliability and the geometric stability of the entire platform and its individual members. Also, it's important to consider the dependence of the stress-strain state of platforms bearing structures on the technology of the transportation of its individual parts, the montage of a structure, the impact of hydrological, geological and meteorological factors, seismic loads.

The purpose of the article. The purpose is the research of the impact of different factors on the value of the period of natural oscillations of offshore fixed deep-water ice-resistant platforms. The analysis and the designing of offshore platforms of various purposes is a relatively new field of an engineering art. First design and technological solutions of offshore fixed oil platforms were developed and patented in the second half of the twentieth century. General principles of the designing and methods of the strength and stability analysis of bearing structures of fixed platforms are given in [3]. In [4] the theory of description of sea waves and a reaction of production platforms to the action of external impact was developed. Also, analyzes of the action of wave loads on thin structures of a large diameter was performed on the basis of the diffraction theory. Recommendations for the designing of a pile foundation of fixed platform discrete models providing the practical accuracy are given in [5]. The modelling of the ice load using the polarization-optical method and the determination of offshore platforms properties for the ice destruction efficiency using the random balance method were performed in [6]. Analyzes of the strength of members of offshore structures were performed in [7]. Analyzes of the fixed platforms on the action of seismic loads were performed in [8, 9]. Considering the gradual transition to the extraction of hydrocarbons at the great depth, the research of the impact of various factors on the analysis of fixed deep-water platforms is actual.

The main part. The offshore fixed deep-water ice-resistant platform with the depth of immersion 120 m (Fig. 1b) was accepted as the object of the research. The structure is presented in a form of the spatial disc-bar system that rests on the pile foundation with the depth of immersion 100 meters. Driven piles consist of metal pipes of cylindrical section with the thickness of 20 mm and the diameter of 1820 mm that are filled with concrete mortar.

Discrete idealized models of the platform were used for the analysis. Standard spatial bar elements and also rectangle and triangle finite elements of shell were used for structure members modelling [5]. The first model was implemented without taking into account the flexibility of the pile foundation. Piles and ground foundation were rejected and the supporting part was attached to the absolutely immovable rigid body in this model. The flexibility of the pile foundation and the action of ground foundation were taking into account by the addition of elastic links in the second model. The interaction of foundation and piles was implemented by using of finite elements that simulate the elastic connection between joints in this model. The reaction of elastic ground foundation under external loads was replaced by the system of non-dimensional concentrated elastic-flexible links that modeled the resistance of foundation to linear displacements of a pile and its twisting around the longitudinal axis discretely. Links formed special non-dimensional elastic-flexible supporting elements that connected joints of the bar finite-elements model of a pile with immovable absolutely rigid body [5]. As a result of the

dynamic analysis values of periods of first ten forms of natural oscillations of both models were obtained (Tab. 1).

Besides the consideration of the impact of the pile foundation flexibility on the dynamic analysis of the fixed platform the impact of the connected mass of water media that was modeled in the form of additional distributed joints mass was also investigated. The consideration of this factor is important when analyzing of the platform on the action of dynamic loads that cause compatible oscillations of the structure with water media. In this case some primary assumptions were accepted: 1) oscillations of the system «the structure – water media» were expected to be small therefore the equation of oscillations of the structure and water mechanics could be linearized; 2) fluid of water media was considered ideal scilicet such that did not compress; 3) surface waves were not taking into account when determination the connected mass of water media; 4) the consideration of the foundation flexibility was allowed when analyzing of the system «the structure – water media». The determination of the connected mass of water were performed by the adding the connected mass of fluid that is included in the mass that was displaced by the immersed part of the structure to the structure mass [10]. Results of analyzes are given in Table 2.

Table 1

Values of oscillations forms periods (T, s)

The form number	The first model	The second model	The difference, %
1	2,659	2,893	8,8
2	2,351	2,808	19,44
3	2,025	2,194	8,35
4	0,682	0,931	36,51
5	0,638	0,801	25,55
6	0,582	0,757	30,07
7	0,547	0,652	19,2
8	0,460	0,555	20,65
9	0,450	0,540	20
10	0,436	0,506	16,06

Table 2

Values of oscillations forms periods taking into account the connected mass of water media (T, s)

The form number	The first model	The second model	The difference for the first model, %	The difference for the second model, %
1	2,907	3,768	9,33	30,25
2	2,792	3,274	18,76	16,6
3	2,203	2,646	8,79	20,6
4	1,267	1,793	85,78	92,59
5	1,114	1,550	74,61	93,51
6	1,076	1,427	84,88	88,51
7	0,950	1,324	73,67	103,07
8	0,945	1,303	105,43	134,77
9	0,885	1,135	96,67	110,19
10	0,838	1,021	92,2	101,78

According to the [11] the impact of the ice field in the winter period must be taken into account when analyzing of offshore fixed platforms on the action of dynamic loads. The impact of this factor was modeled by the addition of additional links that simulated the condition of the

contact of the structure and the ice field. Therefore, additional supporting links that restrain displacements of supporting part joints in both orthogonal directions of the horizontal plane were added at the level of ice along the perimeter of columns in both models. This factor caused the change of values of oscillations forms periods of models also (Tab. 3).

Table 3

Values of oscillations forms periods taking into account the connected mass of water media and the influence of the ice field(T, s)

The form number	The first model	The second model	The difference for the first model, %	The difference for the second model, %
1	1,160	1,453	-56,37	-49,78
2	0,985	1,425	-58,1	-49,25
3	0,928	1,258	-54,17	-42,66
4	0,916	1,252	34,31	34,48
5	0,915	1,240	43,42	54,81
6	0,896	1,160	53,95	53,24
7	0,868	1,109	58,68	70,09
8	0,813	0,943	76,74	69,91
9	0,793	0,917	76,22	69,81
10	0,779	0,866	78,67	71,15

Obtained values show that values of periods of natural oscillations form of the second model where the flexibility of the pile foundation was taken into account exceeded corresponding values of the first model on 8-20% depending on the form of oscillations. Taking into account such factor as the impact of water media in the form of the connected mass affected the dynamic analysis significantly: values of periods of natural oscillations of the first form increased by 9-100%; values of periods of natural oscillations of the second form increased by 16-100%. The impact of the ice field and water media caused the decrease of values of natural oscillations periods of both models of 50-70%.

Conclusion. Analyzes of models of deep-water platform show that taking into account the impact of connected mass of water and the impact of the ice field changes values of periods of natural oscillations significantly especially of the model where the flexibility of the pile foundation was taken into account. Whereas values of dynamic indicators affect on the stress-strain state of members of the structure therefore taking into account these factors is very important when analyzing of offshore fixed platforms.

REFERENCES

1. Bileckyy, V.S., Orlovskyy V.M., Vitryk V.G. Osnovy naftogazovoyi ingeneriyi (Basics of oil-gas engineering). Poltava: TOV «ASMI», 2018.415 p. (ukr).
2. Orlovskyy V.M., Bileckyy, V.S., Vitryk V.G., Sirenko V.I. Tehnologiya vydobuvannya nafty (Technology of oil production). Lviv: «Novyysvit – 2000», 2022. 308 p. (ukr).
3. Douson, T.H. Proektirovaniye sooruzheniy morskogo shelfa (Offshore structural engineering). L.: Sudostroeniye, 1986. 288 p. (rus).
4. Brebbia, C.A., Walker, S. Dinamika morskikh sooruzheniy (Dynamic Analysis of Offshore Structures). L.: Sudostroeniye, 1983. 238 p. (rus).
5. Sveshnikov, O.H. Pobudova modeley dlya rozvyazku statychnykh I dynamichnykh zadach morskyykh platform na pulyah (Developing of models for solving of static and dynamic problems of offshore platforms on piles). Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. 2001. Issue 69. P.86-91 (ukr).
6. Khotnyanska, O.V., Oveckyy, S.O. Vyznachennya efektyvnosti aktyvnogo protylyodovogo zahystu naftogazovyykh morskyykh stacionarnyykh platform (Determination of efficiency of active anti-icing protection of oil offshore fixed platforms). Scientific announcer of Ivano-Frankivsk national technical university of oil and gas. 2009. № 4. P.71-76 (ukr).
7. Kopey, B.V., Yarynovskyy, M.G. Rozrazhunok micnosti morskyykh stoyakiv pry diyi zovnishnih navantagen', vnutrishnyogo tysku ta temperaturnogo rozshyrennya (Calculating the strength of marine risers by the action of

- external loads, internal pressure and thermal expansion). Scientific announcer of IFNUOG. 2013. № 1(34). P.105-110 (ukr).
8. Korniyenko, M.V., Permyakov, V.O., Sveshnikov, O.H., Klyuchka, I.O. Osoblyvosti vplyvu seismichnogo navantagennya na kryhostiyki morskii stacionarni platformy (Peculiarities of impact of seismic load on ice-resistant offshore fixed platforms). Collection of scientific articles (industrial engineering, construction). 2005. Issue 15. P.109-114 (ukr).
 9. Myitsuk, S.V., Ostapenko, R.M., Kuzmin, B.V. Osoblyvosti rozrahunku paluovykh opor morskyykh stacionarnyykh platform na seismichni vplyvy (Peculiarities of the calculation of the pile supports of sea stationary platforms on seismic influences). Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. 2016. Issue 97. P.214-224 (ukr).
 10. Birbraer, A.N. Raschyot konstruktsyy na seismostoykost (Seismic analysis of structures). StPt.: Nauka, 1988. 256 p. (rus).
 11. DBN V.2.4-3:2010. Hidrotehnični sporudy (Hydrotechnical structures). [Valid since 2011-01-01]. Edit. offic. Kyiv: Minregionbud, 2020. 37 p. (ukr).

Стаття надійшла 20.11.2023

Ostapenko P.M., Kara I.D.

ДИНАМІЧНИЙ РОЗРАХУНОК СТАЦІОНАРНОЇ ГЛИБОКОВОДНОЇ ПЛАТФОРМИ

Індустріальний розвиток тісно пов'язаний із активним використанням вуглеводнів, більшість запасів яких розташовані в покладах морського та океанського ден. При видобутку нафти на великій глибині занурення найчастіше використовують нафтовидобувні платформи стаціонарного типу. Проте використання таких технологічних споруд не обмежується лише інтересом нафтогазової промисловості, оскільки важливе значення вони мають також для військових та навігаційних цілей. Стаціонарні платформи піддаються впливам високої сейсмічності, вітрових хвиль, сильних підводних течій та імпульсному впливу при русі льодових полів, особливо при експлуатації в північних морях. Досліджувався вплив різних факторів на значення періоду власних коливань морської стаціонарної глибоководної кригостійкої платформи з глибиною занурення 120 м, яка опирається на паливий фундамент. Для проведення аналізу використовувались дві ідеалізовані дискретні моделі платформи: перша модель, яка була реалізована без врахування піддатливості фундаменту та друга модель, в якій враховувались піддатливість фундаменту і дія ґрунтової основи шляхом додавання пружних в'язей, що моделюють пружний зв'язок між вузлами. Також досліджувались впливи приєднаної маси водного середовища, яка моделювалась у вигляді додаткових розподілених вузлових мас, та крижаного поля в зимовий період, яке моделювалось додаванням додаткових в'язей в місцях контакту споруди з крижаним полем. Розрахунки показали, що при врахуванні такого фактору як піддатливість паливого фундаменту значення періодів власних коливань збільшуються на 8-20%; при врахуванні впливу приєднаної маси водного середовища збільшуються на 9-100%; при врахуванні дії крижаного поля зменшуються на 50-70% залежно від форми коливань, що є суттєвим при визначенні напружено-деформованого стану елементів споруди.

Ключові слова: період коливань, глибоководна платформа, дискретна модель, приєднана маса, крижане поле.

Ostapenko R.M., Kara I.D.

THE DYNAMIC ANALYSIS OF FIXED DEEP-WATER PLATFORM

The industrial progress is closely related with active using of hydrocarbons more than half of reserves of which lie in rock formations beneath seabed or ocean floor. For oil production at the great depth of immersion oil production fixed platforms are used most often. But using of such technological structures is not limited only to interest of oil and natural gas industry whereas they are important for navigation and military purposes. Offshore fixed platforms are exposed to effects of a high seismicity, wind, waves, strong undercurrents and an impulse impact during the movement of ice fields especially when exploitation in northern seas. The impact of different factors on the value of the period of natural oscillations of the offshore fixed deep-water ice-resistant platform with the depth of immersion 120 m that rests on the pile foundation was researched. Two discrete idealized models of the platform were used for the analysis: the first model that was implemented without taking into account the flexibility of the foundation and the second model where the flexibility of the pile foundation and the action of ground foundation were taking into account by the addition of elastic links that simulate the elastic connection between joints. Also, impacts of the connected mass of water media that was modeled in the form of additional distributed joints mass and the impact of the ice field that was modeled by the addition of additional links were investigated. The analysis shows that values of periods of natural oscillations form increase by 8-20% when the flexibility of the pile foundation was taken into account; increase by 9-100% when the impact of the connected mass of water media was taken into account; decrease by 50-70% when the impact of the ice field and water media were taken into account that is significant when analyzing of stress-strain state of members of the structure.

Keywords: period of oscillations, deep-water platform, discrete model, connected mass, ice field.

УДК 539.3

Остапенко Р.М., Кара І.Д. Динамічний розрахунок стаціонарної глибоководної платформи// Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 245-250.

Розглядається задача про дослідження впливу таких факторів як: піддатливість пального фундаменту, приєднаної маси водного середовища, дії крижаного поля на значення періоду власних коливань стаціонарної глибоководної платформи.

Табл. 3. Іл. 1. Бібліогр. 11 назв.

UDK 539.3

Ostapenko R.M., Kara I.D. The Dynamic Analysis of Fixed Deep-Water Platform // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 245-250.

The problem about the research the impact such factors as: the flexibility of the pile foundation, the connected mass of water media, the ice field on the value of the period of natural oscillations of the fixed deep-water platform is considered.

Tab. 3. Fig. 1. Ref. 11.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): асистент кафедри будівельної механіки ОСТАПЕНКО Роман Миколайович.

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський пр., 31, Київський національний університет будівництва і архітектури ОСТАПЕНКУ Роману Миколайовичу.

Роб. тел.: + 38(044) 2415412

E-mail: ostapenko.rm@knuba.edu.ua

ORCIDID: <https://orcid.org/0000-0003-3770-9913>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри будівельної механіки КАРА Ірина Дмитрівна.

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський пр., 31, Київський національний університет будівництва і архітектури КАРА Ірині Дмитрівні.

Роб. тел.: + 38(044) 2415412

E-mail: karaidknuba@tutanota.com

ORCIDID: <https://orcid.org/0000-0003-4700-997X>

УДК 528:48

МОНІТОРИНГ СПОРУД З НЕСУЧИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ У ВИГЛЯДІ ДОВГИХ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТРИЖНІВ**О.П. Ісаєв,**

канд. техн. наук, доцент

С.А. Бондар,

асистент кафедри інженерної геодезії

Ю.В. Медведський,

канд. техн. наук, доцент

П.О. Чуланов,

старший викладач

О.В. Циколенко,

асистент

*Київський національний університет будівництва і архітектури,
КиївПовітрофлотський проспект 31, 03037*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.251-262

Розглядається будівельна конструкція у вигляді двох вертикальних прямолінійних взаємодіючих елементів. Несучий елемент представлений у вигляді довгого тонкого стрижня, навантаженого зовнішньою осьюою вертикальною силою. Різні фактори порушують прямолінійну форму рівноваги несучого стрижня та його положення в просторі. Це сприяє передчасному виникненню нестійкого стану при зовнішньому зростаючому навантаженні. Завдання моніторингу-попередити про наближення до нього.

Ключові слова: довгий стрижень, похибки положення, фактори впливу, стійкість стрижня, НДС, завдання моніторингу.

Вступ. Компанії, що володіють сучасними технологіями будівництва, будують велику кількість будівель і споруд з оригінальними архітектурними та конструкторськими напруженнями. Впроваджуються нові проєктні та технологічні рішення, що ґрунтуються на нових комп'ютерних методах розрахунку та програмному забезпеченні, нових матеріалах та інноваційних технологіях будівництва. Унікальні за своєю природою будівлі та споруди (висотні, масивні, великопротітні тощо) вимагають високої якості комплексних вишукувань, проєктування та будівництва. Сучасні методи розрахунку, рівень досліджень у цій галузі та технології робіт дозволяють досить впевнено зводити багато з таких будівель та споруд. Проте практика показує, що під час експлуатації зміна напружено-деформованого стану окремих елементів та конструкцій багатьох таких об'єктів може наближатися до граничних допустимих значень. Виникає загроза руйнування, аварійної ситуації та безпеки людей. Залежить це від багатьох зовнішніх і внутрішніх факторів, об'єктивних і суб'єктивних, і означає, що необхідно проводити постійне відстеження стану найбільш вразливих конструктивних несучих елементів.

Актуальність. Деякі несучі елементи будівельних споруд представлені та розглядаються як відносно довгі та тонкі прямолінійні навантажені стрижні. Вертикальні стрижні у таких спорудах призначені для сприйняття зовнішніх осьових стискаючих навантажень. Довгі тонкі стрижні схильні до нестійкого стану при великих навантаженнях.

При певних зовнішніх впливах, таких як температурні впливи, похибки положення векторів зовнішніх сил та несучих елементів, вплив ушкоджень, небезпечні природні (геологічні) процеси, тощо, первісно прямолінійні стрижні можуть зігнутися в площині найменшої жорсткості. При збільшенні зовнішнього навантаження вигин буде збільшуватися, тобто зростатимуть деформації. Руйнування може відбутися швидко і різко, залежно від ступеня збурень. Щоб контролювати напружено-деформований стан

(НДС) таких елементів та конструкцій з них, потрібен всебічний інженерно-технічний, геодезичний та геотехнічний моніторинг [27].

Постановка проблеми. Створення сучасних споруд супроводжується на стадії проектування складними розрахунковими моделями. На стадії будівництва вони можуть бути реалізовані завдяки новітнім матеріалам, технологіям зведення та геодезичного супроводу. Однак якими б не були досконалими розрахунки та технології, модель завжди відрізнятиметься від реальності. І якщо розрахунки та технології можна вдосконалювати, то реальні умови функціонування споруди важко прогнозувати через їхню непередбачувану мінливість, особливо на тривалий період часу. Якщо в натурі не відслідковувати вплив природних і техногенних негативних процесів, що викликають зміщення та деформації будівельних конструкцій, і не вживати заходів, то це може призвести до критичного напружено-деформованого стану їх елементів. Тому систему моніторингу потрібно створювати так, щоб при наростаючому силовому та температурному впливі на конструкцію, вона відчувала та фіксувала динаміку розвитку НДС.

Звідси виникає потреба у вимірювальних комплексах, які забезпечують із необхідною заданою точністю вимірювання змін фізичного стану елементів будівельних конструкцій (ЕБК). Потрібні розрахунки необхідної точності вимірювань. При цьому допустима точність положення несучих елементів, точність геодезичних та інженерно-технічних вимірювань має бути узгоджена з напружено-деформованим станом і фізичними характеристиками елементів.

Постановка задачі. Показати значення похибок положення елементів будівельних конструкцій, температурного впливу та інших факторів на стійкість довгого тонкого стрижня при збільшенні зовнішнього навантаження. Розглядається теоретична постановка задачі та її реалізація.

Аналіз публікацій і досліджень виконано стосовно моніторингу зміни НДС будівель, споруд, їх конструкцій та елементів конструкцій, а також використання пристроїв для вимірювання цих змін.

Моніторингом за фізико-технічним станом будівельних об'єктів займаються з того часу, як з'явилися різного роду особливі споруди, що мають унікальність, відмінні властивості та матеріали, побудовані в різному геологічному середовищі тощо [1-3]. Для певного типу будівель та споруд моніторинг проводиться в першу чергу для того, щоб отримати своєчасну інформацію про непередбачені зміни в динаміці напружено-деформованого стану споруди, про наближення цього стану до нижніх границь допустимих значень, про розвиток негативних процесів у основі споруди. Із цього приводу є велика кількість публікацій, наприклад, [4-8 та інші]. Моніторинг є важливою складовою робіт з науково-технічного супроводу будівництва та експлуатації складних будівельних об'єктів відповідно до вимог ДБН, ДСТУ [9-12].

Моніторинг, це комплекс вимірювань не тільки на самій споруді, а й навколо неї. Вимірювання проводять на всіх значущих об'єктах (будівлях, спорудах, комунікаціях), що розташовані у зоні спільного техногенного впливу. Також ведуть спостереження за геологічними процесами, за станом ґрунтів під об'єктами та навколо них, за підземними водами у зоні будівництва тощо. Геотехнічному моніторингу присвячено роботи [13-15]. На підставі виконавчої зйомки несучих елементів споруди в процесі будівництва проводиться оцінка відступів від проекту та вимог нормативних документів. Це аналіз зіставлень результатів вимірювань з прогнозними очікуваннями у проєкті [16, 17]. Робиться це в першу чергу з метою забезпечити безпеку людей, всю інфраструктуру на чолі зі спорудою, що розглядається [9]. Незважаючи на існуючу сучасну систему розрахунків, проектування та технологій, проєктна модель не збігається з реальністю і, чим більша розбіжність, тим вище ступінь ризику для споруди опинитися в аварійному стані [18]. Руйнівні деформації можуть розпочатися з однієї несучої конструкції чи її елементів.

Моніторинг висотних будівель та великопролітних споруд охоплює широкий спектр питань. Постановка проблеми задає напрямок у даному дослідженні, який зводиться до моніторингу напружено-деформованого стану будівель та споруд, їх конструкцій та елементів конструкцій: пластин, стрижнів, вузлів та їх поєднань. При моніторингу вимірюється зміна НДС та на підставі результатів вимірювань, оцінки, аналізу, прогнозу даються висновки про надійність та безпеку споруди на певний період експлуатації [19-21].

Основний текст. Сучасні технології дозволяють створювати унікальні будівельні конструкції із достатніми (не завишеними) розмірами, що забезпечують надійність роботи споруди. Теорія розрахунку весь час удосконалюється, враховуються різного роду збурення та зовнішні впливи. Тому **мета статті** – показати, яку роль відіграють похибки положення вектора сили та похибки положення несучого стрижня, що виникають внаслідок виконання геодезичних вивіряться і монтажних робіт. Показати, як збільшується їх вплив спільно з іншими факторами. До інших важливих факторів відносяться: одностороннє (нерівномірне) нагрівання несучого стрижня; нахил, зміщення та деформації несучого стрижня через несприятливі геологічні (екзогенні) процеси; недостатньо повний розрахунок конструкцій; недотримання технологій та точності виготовлення; неоднорідність матеріалу, мікродфекти та інші.

Конструкція, що розглядається. Розглянемо довгий, відносно тонкий вертикальний несучий стрижень, який має прямолінійну форму рівноваги під дією зовнішньої стискаючої осьової розрахункової сили. Стрижень знаходиться у конструкції, що складається з двох вертикальних стрижнів. Зовнішнім навантаженням на несучий стрижень, є силовий вплив на нього інших елементів будівельної конструкції [26]. Нехай несучий стрижень знизу закріплений (зашемлений), а зверху з'єднаний у вузлі з іншим вертикальним прямолінійним навантажуючим стрижнем. На етапі монтажу конструкція встановлюється в проектне положення таким чином, щоб обидва стрижні розташовувались на одній осьовій вертикальній лінії. Методами та засобами інженерної геодезії проводиться вивірка положення, контроль вертикальності та співвісності, виконавча зйомка після остаточного закріплення. Стадія навантаження, це стадія відліку початку моніторингу. На цій стадії повинні бути зафіксовані всі початкові параметри НДС та форма рівноваги, виявлено геометричні відхилення, зроблено перший цикл осідань, горизонтальних зміщень, крену тощо.

Теоретично, вертикальна осьова сила, що діє на вертикальний стрижень і стискає його, при допустимих розрахункових значеннях не призводить до вигину і залишкових деформацій стрижня. Теоретично внаслідок несуттєвих додаткових впливів та відхилень, у будівельних конструкціях не виникають неприпустимі напруги та моменти сил, а значить і деформації. При такому навантаженні та несуттєвих додаткових впливах та відхиленнях правильно розрахований на міцність та стійкість стрижень має пружні невеликі деформації та зберігає стійку прямолінійну форму рівноваги. Фактично це узгоджується з поняттям стійкості елементів будівельних конструкцій. Відомо, що під стійкістю розуміють здатність елемента будівельної конструкції чинити опір виникненню великих відхилень від початкової рівноваги при малих додаткових впливах та відхиленнях [25]. Однак із значним збільшенням навантаження незначні дії та відхилення можуть стати значними. Розглянемо це.

Вплив похибок положення вектору сили (BC). Як показано у роботах [25, 26], верхній стрижень еквівалентний ВС. Якщо за проектом верхній стрижень вертикальний і передає лише осьове навантаження, то вектор сили має тільки вертикальну складову. В результаті похибок геодезичних вивіряться та монтажних робіт напрямку лінії дії сили матиме деякі відхилення від проекту та характеризуватиметься похибками у кутах нахилу вектора сили. Точка прикладання сили також матиме деякі відхилення від проекту та характеризуватиметься похибками в координатах точки прикладання сили. Похибки положення вектора сили визначають положення у просторі дійсного вектора сили (рис. 1 (а)). У нашому випадку дійсний вектор сили буде похилим і матиме вертикальну

та горизонтальну складову сили (рис. 1 (б)). Звернімо на це особливу увагу, оскільки горизонтальна сила призведе до передчасної зміни форми рівноваги стрижня. Причому горизонтальна сила при випадкових похибках положення вектора сили, коли кожна з них не дорівнює нулю, діє по всіх напрямках перерізу стрижня (рис. 1 (в)).

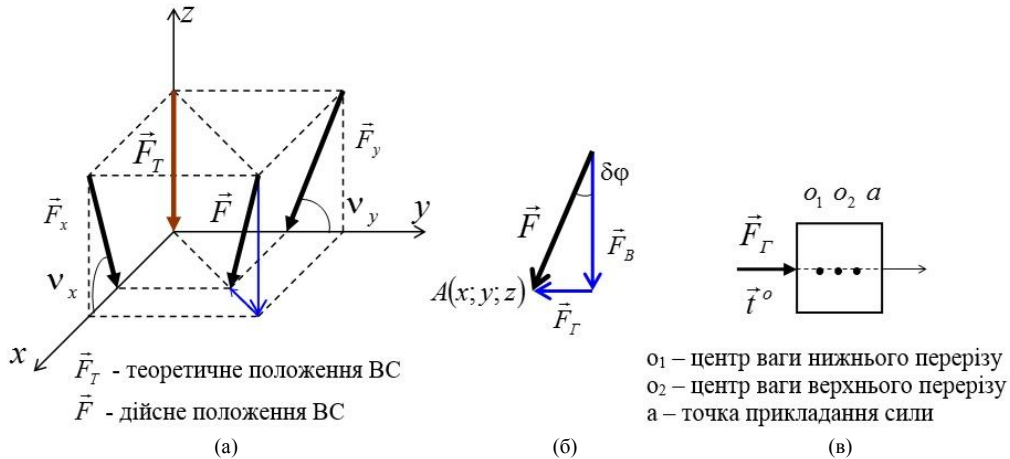


Рис. 1. Положення вектора сили в результаті похибок геодезичних та монтажних робіт

Вплив похибок положення несучого стрижня. Припустимо, що несучий стрижень (НС) має однакові перерізи і вісь стрижня проходить через центр ваги перерізів. Внаслідок похибок геодезичних вивірляльних та монтажних робіт несучий стрижень буде встановлений у вертикальне положення з похибками у напрямках осі стрижня щодо координатних осей та з похибками у координатах центрів ваги нижнього та верхнього перерізу (аналогічно тому, як показано на рис. 1(а)). У такому разі вісь несучого стрижня матиме деякий нахил. У загальному випадку нахил може проявлятися по всіх напрямках, у тому числі в площині мінімальної жорсткості.

Лінія дії навантажуючої сили і поздовжня вісь несучого стрижня будуть розташовані під кутом один до одного (рис. 2 (а)), що викличе згинальні моменти і поперечні сили в перерізах стрижня (рис. 2 (б), (в)). Згинальні моменти природно сприятимуть передчасному вигину стрижня. Ці дії будуть посилені тим, що точка докладання сили не збігається з центром ваги верхнього перерізу (рис. 1 (в)).

Вплив температурного градієнта. Розглянемо далі змінену похибками положення конструкцію під час експлуатації. Несучий стрижень після монтажу знаходиться у стані пружної рівноваги, яка вважається початковою на момент початку геодезичного моніторингу. Припустимо, що під час експлуатації стрижень нагрівається односторонньо, вздовж осі. Нерівномірно нагрітий стрижень набуває здатності до викривлення. Чим більший температурний градієнт (різниця температур нагрітої та тіньової сторони), тим більший вигин та подовження можливі. Все залежить від розмірів, матеріалу, виду закріплення кінців тощо. Таким чином, нерівномірно нагрітий стрижень схильний до зміни форми рівноваги за певних умов. Не вдаючись у глибину питання температурних впливів і полегшуючи розуміння суті предмета, припустимо, що вектор нагрівання лежить у вертикальній площині, що проходить через вісь стрижня. У загальному випадку ця площина може поступово повертатися навколо осі стрижня (наприклад, при сонячному нагріванні) і може статися так, що вона співпаде з площиною найменшої жорсткості. Викривлення стрижня найімовірніше буде у цій площині. У цій же площині можуть виявитися й інші фактори впливу, що викликають вигин, які ми розглядаємо.

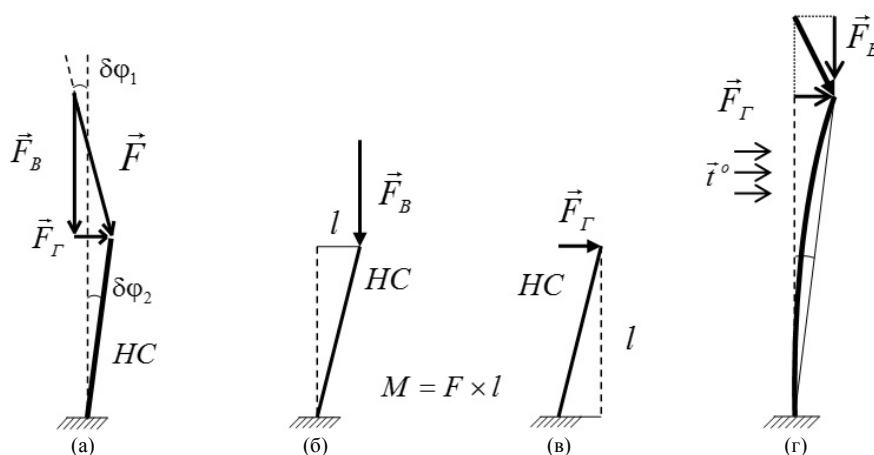


Рис. 2. «Змінена» конструкція

Повернемося до поняття стійкого та нестійкого стану «зміненої» конструкції у несприятливих умовах. Коли на абсолютно вертикальний стрижень тисне вертикальна сила, що все збільшується, то стрижень, не змінюючи прямолінійну форму рівноваги, витримує цю силу. До якогось певного моменту він зберігає стійкість. При досягненні силою деякого значення стрижень входить у критичний напружений стан. Тобто настає момент, коли він втрачає рівновагу, стає нестійким та згинається. Практично стрижень після втрати стійкості швидко руйнується від надмірної напруги.

У нашому випадку «змінений» згаданими факторами стрижень початково має абсолютно прямолінійну, а як би похилу криволінійну форму рівноваги (рис. 2 (г)). Навіть при не дуже великому навантаженні, яке понад розрахункового значення, схильний до вигину стрижень почне згинатися, і критичний стан для нього настане значно раніше. Причинами для цього, як бачимо, є похибки положення, температурний вплив та інші чинники, що виникають і проявляються у несприятливих умовах.

Вплив геологічних факторів. Зазначені похибки положення можуть бути зменшені при виконанні технології монтажу та його геодезичного забезпечення, що базується на розрахунку допустимого впливу цих похибок. Температурні впливи також можуть бути зменшені при певному захисті конструкцій. Однак прояв цих факторів може бути посилений, а стійкість стрижня значно ослаблена внаслідок нерівномірного осідання, горизонтального зміщення або крену несучої конструкції через небезпечні екзогенні геологічні процеси.

Виникає питання, яку систему спостережень (вимірювань) необхідно сформувати, враховуючи комплексний вплив описаних факторів та поставлені умови. По-перше, точність. У постановці проблеми вказується, що система моніторингу повинна відчувати зміни напружено-деформованого стану. У розвиток цього, на наш погляд, чутливість та точність системи моніторингу має особливе значення, оскільки дозволяє контролювати НДС по всій лінійці розвитку деформацій, не пропускаючи моменти переходу від одного стану до іншого [30]. А безперервна фіксація процесу розвитку, починаючи від первісного стану, дозволяє отримувати абсолютні значення напружень і деформацій.

Точність, з якою необхідно вимірювати параметри НДС, наприклад: деформації, зміщення, нахили - це особливе питання, тому що від цього залежить знання реального стану конструкції на кожний певний момент часу. Залежно від точності створюється система моніторингу, підбираються прилади та методи. Питанням точності вимірювань ми приділяли увагу в роботах [25, 29, 30]. Зазначимо, що попередній розрахунок точності показує дуже високу необхідну точність вимірів. Геодезичні методи дають абсолютну

картину зміщень та деформацій, але далеко не завжди можуть забезпечити таку точність. Інженерно-технічні методи моніторингу можуть забезпечити таку точність, але дають, як правило, відносні результати вимірювань. В нашому контексті абсолютні результати показують орієнтовану зміну планово-висотного положення конструкції, її елементів та частин щодо навколишнього середовища, елементів простору та часу. Відносні результати показують частку зміни зовнішнього силового та температурного впливу, деформацій та напружень, частку деформаційних зміщень у межах одного елемента або його частини. (Наприклад, датчик через вимірювання електричного або оптичного сигналу показує взаємну зміну між двома точками елемента, на яких він закріплений, але як при цьому змінилося просторове положення цих точок, «він не знає»). Відносними вони можуть бути і за часом, тобто між двома проміжками часу. Щоб розуміти реальний НДС елементів будівельних конструкцій у будь-який заданий момент часу, необхідно мати безперервні відносні та абсолютні результати всього періоду спостережень, тобто знати зміни напружень та деформацій з самого початку їх виникнення до заданого часу. Знати також причини цих змін щоб прогнозувати динаміку змін.

Для розуміння причин виникнення зростання НДС потрібні, зокрема, результати, отримані методами інженерної геодезії. Це результати, що відображають зміни у просторовому положенні конструкції (горизонтальні та вертикальні зсуви, крен), зміни форми її елементів, спричинені негативними природними та техногенними процесами у природо-технічній геосистемі. Збільшення ж силових та температурних впливів, напружень та деформацій реєструється відповідними датчиками системи інженерно-технічного моніторингу [27].

Для постійного та безперервного контролю НДС елементів будівельних конструкцій застосовують автоматизовані системи моніторингу (АСМ). Як ми раніше вказували, для того щоб мати всю історію напружень, деформацій, геометричних відхилень від вихідного положення, АСМ повинна бути встановлена на об'єкті на самому початку будівництва. У такому ключі моніторинг розглядається нами як продовження встановлення, вивіряння та навантаження елементів будівельних конструкцій.

Контроль встановлення та вивіряння положення елементів у процесі монтажу здійснюється методами інженерної геодезії в діапазонах міліметрової та субміліметрової точності. У процесі навантаження конструкції зовнішнім навантаженням вимірювання напруг, що виникають, і деформацій в різних елементах і вузлах здійснюється методами і засобами інженерно-технічного контролю з відносною похибкою в кілька мкм/м. Осідання, крен, зміна форми тощо вимірюються методами та засобами інженерної геодезії та доповнюються методами та засобами інженерно-технічних вимірювань. Таким чином, отримують початкові взаємопов'язані результати нерівноточних вимірювань абсолютних та відносних величин. Далі в процесі експлуатації інформація повинна безперервно накопичуватися, відображаючи всі геометричні та фізичні зміни, що відбуваються в конструкції. Тільки комплексний моніторинг дозволяє вирішити поставлені задачі [27].

Кожна будівельна конструкція вимагає створення своєї певної системи моніторингу, що підходить для цієї конструкції, тому що вона має багато специфічних особливостей побудови, використання матеріалів, роботи у зовнішньому середовищі. Для стрижневої конструкції, що розглядається нами, в основі якої знаходиться гнучкий стрижень, система моніторингу повинна виконувати наступні функції.

1. Провести виконавчу зйомку та отримати початкові дані про реальне положення та напружений стан конструкції після їх монтажу.

2. Перевіряти вертикальність і прямолінійність несучого стрижня та стрижня, що навантажує. АСМ може здійснювати безперервний контроль відхилень від вертикалі за допомогою, високоточних інклінометрів [31] шляхом вимірювання zenітних кутів за двома координатними напрямками. Ці прилади використовуються і для виявлення деформацій вигину при відповідній їх кількості та розташуванні. Деформації вигину

несучого стрижня підлягають особливо ретельному контролю. І тут більш універсальним та оптимальним варіантом є застосування волоконно-оптичних датчиків (ВОД) [32].

3. Вимірювати планові та висотні зміщення елементів конструкції у встановленій системі координат. Ця частина моніторингу виконується у зв'язку з необхідністю контролювати лінійні та кутові зміщення несучого та навантажуючого стрижня відносно один одного та заданого теоретичного (розрахункового) положення. Здійснюється методами та засобами інженерної геодезії. Для цього проводиться високоточне нівелювання (I або II класу) по осадових марках у несучій частині конструкції. Високоточним тахеометром визначають координати заданих точок верхнього та нижнього стрижнів, які показують планові зміщення елементів. Дані геодезичних вимірювань у поєднанні з даними, отриманими з датчиків, після аналізу приймаються у спільну обробку.

4. Контролювати НДС несучого стрижня. При цьому вимірюють зовнішній силовий тиск на стрижень та температуру нагрівання різних ділянок стрижня, використовуючи датчики тиску та температури. Найбільш ефективними тут також є ВОД.

Висновки. Похибки виготовлення елементів будівельних конструкцій, геодезичних розмічувальних, вивірляних та монтажних робіт визначають, як відомо, похибки положення несучих елементів, похибки положення векторів сил відносно теоретичних схем, а також похибки їхнього взаємного положення. У реальних конструкціях вони викликають додаткові сили та моменти сил.

Після монтажу і при подальшій експлуатації конструкції можуть відчувати великий спектр температурних впливів і додаткових силових впливів в результаті зміщень і деформацій. При нерівномірному односторонньому нагріванні може статися деяке викривлення осі стрижня. Цьому ж сприяє горизонтальна сила, що виникає внаслідок похибок положень та зміщень. Викривлення нехай у невеликих межах, але достатньо для того, щоб розглядати перші ознаки криволінійної форми рівноваги. Під дією горизонтальної сили криволінійна форма рівноваги схильна до швидкого вигину. Якщо з якихось причин навантаження на стрижень почне зростати, то навіть невелике його збільшення може призвести до великих деформацій. Це узгоджується з поняттям нестійкості довгого відносно тонкого стрижня.

При моніторингу за стійкістю конструкцій важливо розуміти, що при стійкій рівновазі малій зміні навантаження відповідають малі пружні деформації. І, навпаки, при нестійкій рівновазі невелике додаткове навантаження викликає значні напруження та деформації.

Система моніторингу повинна відчувати і належним чином фіксувати зміни та динаміку напружено-деформованого стану. Звідси виникає потреба у вимірювальних комплексах з певною конфігурацією, що забезпечують з необхідною заданою точністю вимірювання змін фізичного стану елементів будівельних конструкцій. При цьому виміри повинні починатися з моменту монтажу конструкцій, щоб оцінити їхній реальний напружено-деформований стан. Для комплексних вимірювань необхідний єдиний проект виконання геодезичних та інженерно-технічних робіт, що відображає застосування методів, способів та технологій як високоточних інженерно-геодезичних вимірювань, так і інженерно-технічних вимірювань із застосуванням високоточних приладів та датчиків, що ґрунтуються на різних фізичних принципах. Спільна обробка одержаних результатів вимірювань дасть найбільш достовірні та повні відомості про напружено-деформований стан конструкцій, що дозволить заздалегідь передбачати небезпечні ситуації.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Moore J. F. A. Monitoring Building Structures. London: Blackie and Son Ltd, 1992. 155 p.
2. Monitoring of buildings and structures. Leica geosystems, deformation monitoring. URL: https://www.google.com/search?q=monitoring+of+buildings+and+structures&tbm=isch&hl=ru&chips=q:monitoring+of+buildings+and+structures,online_chips:leica+geosystems:zNrV_UYADGs%3D,online_chips:deformation+monitoring:seatudeplE%3D&rlz=1C1OKWM_enUA918UA918&sa=X&ved=2ahUKewi8k5OzxP_-AhX4micCHdMICK8Q4IYoAXoECAEQKw&biw=1629&bih=918 (дата звернення: 18.05.2023).

3. *Connolly C.* Structural monitoring with fiber optics. *Europhotonics*.2009. No. 2-3. P. 16–18.
4. *Яковенко М.С., Несторенко О.В.* Огляд видів геодезичного моніторингу будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах. Сучасні проблеми архітектури та містобудування. Київ, 2019. Вип. 55. С. 341-350.
5. *Яковенко М.С., Несторенко О.В.* Аналіз методів геодезичного моніторингу деформацій інженерних споруд та зсувних процесів ґрунтових масивів. Сучасні проблеми архітектури та містобудування. Київ, 2020. Вип. 56. С. 345-363.
6. *Гайдайчук В.В., Котенко К.Е.* Ефективність і проблеми моніторингу великорозмірних будівельних споруд. Опір матеріалів і теорія споруд. Київ, 2016. № 97. С. 175-185.
7. *Гайдайчук В.В., Белов І.Д., Вабищевич М.О., Дедов О.П.* Діагностика і моніторинг унікальних будівельних об'єктів. Нові технології в будівництві. Київ, 2016. № 31. С. 21-29.
8. *Давиденко О.П., Безус О.О.* Безпроводна система моніторингу напружено-деформованого стану будівель та споруд. Вісник НТУ «Харківський політехнічний інститут». Харків, 2015. № 29 (1138). С. 8 – 12.
9. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). [На заміну ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013; чинний від 01.12.2019]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 13 с.
10. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний від 01.04.2017] Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 44 с.
11. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд. [Чинний від 01.04.2017] Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 58 с.
12. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [На заміну ДБН В.1.2-14:2009; чинний від 01.01.2019] Вид. офіц. Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2018. 30 с.
13. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 01.01.2019] Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2018. 35 с.
14. ДБН В.1.1-45:2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. [На заміну ДБН В.1.1-5-2000; чинний від 01.10.2017] Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2017. 28 с.
15. *Ищенко Ю.І., Слюсаренко Ю.С., Мелашенко Ю.Б., Яковенко М.С., Бень І.В.* Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови. Наука та будівництво. Київ, 2020. Том 25. № 3. С. 13-25.
16. *Annenkov A.* Monitoring the deformation process of engineering structures using BIM technologies. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XLVI-5/W1-2022 Measurement, Visualization and Processing in BIM for Design and Construction Management II, 7–8 Feb. 2022, Prague, Czech Republic.
17. *Анненков А.О.* Перспективи застосування BIM-технології при геодезичному забезпеченні будівництва. Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції «Геофорум-2022», 6–8 квітня 2022 року. 2022. С. 23-26.
18. *Соломахо В., Волчок А., Соломахо Д.* Мониторинг строительных конструкций как фактор обеспечения безопасной эксплуатации зданий и сооружений. Архитектура и строительство. Минск, 2010. № 4. С. 110-113.
19. *Shults R., Soltabayeva S., Seitkazina G., Nukarbekova Z., Kucherenko O.* (2020) Geospatial Monitoring and Structural Mechanics Models: A Case Study of Sports Structures. 11th International Conference “Environmental Engineering”. 2020. Pp. 1-9. (Scopus).
20. *Gordiuk M., Semynoh M., Holodnov O., Tkachuk I., Ivanov B.* Determination of remaining resource of constructions of buildings after different influences. Technology Audit and Production Reserves. 2019. Vol. 5. № 1(49). P. 4–9.
21. *Gordiuk M., Semynoh M., Holodnov O., Tkachuk I.* Determination of the technical state of buildings and constructions after force and temperature influences. Technology Audit and Production Reserves. 2019. Vol. 4. № 1(48). P. 4–10.
22. *Наріжний В.В.* Аналіз та перспективи розвитку автоматизованих систем діагностики та моніторингу технічного стану будівель і споруд. Будівельне виробництво. Київ, 2020. № 70. С. 66-71.
23. *Кузьмич Л.В.* Методи та засоби вимірювання напружень та деформацій складних конструкцій приладовою системою: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.11.01 / Київський політехнічний ін-т ім. Ігоря Сікорського. Київ, 2019. 48 с.
24. *L. Kuzmych.* Current state of tools and methods of control of deformations and mechanical stresses of complex technical systems [Text] / L. Kuzmych; O. Kobylanskyi; M. Duk. // *Photonics Applications in Astronomy, Communications, Industry, and High-Energy Physics Experiments*, Vol.10808, 2018, 108085J; doi:10.1117/12.2501661 (Scopus).
25. *Isaev O., Annenkov A., Demianenko R., Chulanov P.* Monitoring of the elements stability of building constructions by means of example of vertical elastic rod of high flexibility. Опір матеріалів і теорія споруд. 2022. № 109. С. 416-425.
26. *Ісаєв О.П., Куліковська О.Є., Катущиков В.О.* Вплив похибок положення на стійкість несучого вертикального стержня великої гнучкості. Містобудування та територіальне планування. Київ, 2022. Вип. 80. С. 203-209.
27. *Исаев А.П., Гуляев Ю.Ф., Чуланов П.А.* Комплексный мониторинг инженерных сооружений. Містобудування та територіальне планування. 2020. Вип. 74. С. 162-171.

28. *Исаев А.П., Гуляев Ю.Ф., Чуланов П.А.* Особенности геодезического мониторинга разных строительных конструкций. Мистобудування та територіальне планування. 2019. Вип. 70. С. 230-240.
29. *Исаев А.П., Гуляев Ю.Ф., Стрилец В.С., Чуланов П.А.* Оценка мониторинга процесса деформации и осадки прямолинейного вертикального стержня. Инженерная геодезия. 2019. Вип. 67. С. 15-21.
30. *Исаев А.П., Шульц Р.В., Гуляев Ю.Ф., Стрилец В.С.* Принципы измерения осадки статически неопределимых конструкций (на примере прямолинейного вертикального стержня). Инженерная геодезия. 2017. Вип. 64. С. 55-66.
31. *Снежков Д.Ю.* Автоматизированный мониторинг элементов несущего каркаса высотного здания: учет температурного фактора. Строительные конструкции, здания и сооружения. 2018. № 4/37. С. 63 – 73.
32. *Гончаренко И.А., Рябцев В.Н.* Датчики контроля состояния инженерных и строительных конструкций на основе оптических волоконных структур. Вестник командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь. 2013. № 2(18). С. 118 – 132.

REFERENCES

1. *Moore J. F. A.* Monitoring Building Structures. London: Blackie and Son Ltd, 1992. 155 p.
2. Monitoring of buildings and structures. Leica geosystems, deformation monitoring. URL: https://www.google.com/search?q=monitoring+of+buildings+and+structures&tbm=isch&hl=ru&chips=q:monitoring+of+buildings+and+structures,online_chips:leica+geosystems:zNrV_UYADGs%3D,online_chips:deformation+monitoring:seatudeplE%3D&rlz=1C1OKWM_enUA918UA918&sa=X&ved=2ahUKewi8k5OzxP_-AhX4micCHdMICK8Q4IYoAXoECAEQKw&biw=1629&bih=918 (data zvernennya: 18.05.2023).
3. *Connolly C.* Structural monitoring with fiber optics. Europhotonics, 2009. No. 2-3. P. 16–18.
4. *Yakovenko M.S., Nestorenko O.V.* Ohlyad vydiv heodezychnoho monitorynno budivl□ ta sporud v uskladnykh inzhenerno-heolohichnykh umovakh. (Overview of types of geodetic monitoring of buildings and structures in difficult engineering and geological conditions) Suchasni problemy arkhitektury ta mistobuduvannya. Kyiv, 2019. vyp. 55. S. 341-350.
5. *Yakovenko M.S., Nestorenko O.V.* Analiz metodiv heodezychnoho monitorynno deformatsiy inzhenernykh sporud ta zsvnykh protsesiv gruntovykh masyviv. (Analysis of methods of geodetic monitoring of deformations of engineering structures and landslide processes of soil massifs) Suchasni problemy arkhitektury ta mistobuduvannya. Kyiv, 2020. Vyp. 56. S. 345-363.
6. *Haydaychuk V.V., Kotenko K.YE.* Efektyvnist□ ta problemy monitorynno velykorozmirnykh budivl□nykh sporud. (Efficiency and problems of monitoring large-scale building structures) Opir materialiv ta teoriya sporud. Kyiv, 2016. №97. S. 175-185.
7. *Haydaychuk V.V., Byelov I.D., Vabishchevich M.O., Dyedov O.P.* Diahnostyka ta monitorynno unikal□nykh budivl□nykh ob'ektiv. (Diagnostics and monitoring of unique building objects) Novi tekhnolohiyi u budivnytstvi. Kyiv, 2016. №31. S. 21-29.
8. *Davydenko O.P., Bezus O.O.* Bezprovizna systema monitorynno napruzhenno-deformovanoho stanu budivl□ ta sporud. (Wireless system for monitoring of the tensely-deformed state of buildings and structures) Visnyk NTU "Kharkivskiy politekhnichnyy instytut". Kharkiv, 2015. №29 (1138). S. 8 - 12.
9. DSTU 8855:2019. Budivli ta sporudy. Vyznachennya klasu naslidkiv (vidpovidal□nosti). (Buildings and structures. Determination of the class of consequences (liability)) [Na zaminu DSTU-N B V.1.2-16:2013; chynnyy vid 01.12.2019]. Perehlyad. ofits. Kyiv: DP «UkrNDNTS», 2019. 13 s.
10. DSTU-N B V.1.2-18:2016. Nastanova shchodo obstezhennya budivl□ ta sporud dlya vyznachennya ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. (Guidelines for the inspection of buildings and structures to determine and assess their technical condition) [Chynne vid 01.04.2017] Vyd. ofits. Kyiv: DP «UkrNDNTS», 2017. 44 s.
11. DSTU-N B V.1.2-17:2016. Nastanova shchodo naukovykh tekhnichnoho monitorynno budivl□ ta sporud. (Guidelines for scientific and technical monitoring of buildings and structures) [Chynne vid 01.04.2017] Vyd. ofits. Kyiv: DP «UkrNDNTS», 2017. 58 s.
12. DBN V.1.2-14:2018. Systema zabezpechennya nadiynosti ta bezpeky budivl□nykh ob'ektiv. Zahal□ni pryntsyzy zabezpechennya nadiynosti ta konstruktyvnoyi bezpeky budivl□ ta sporud. (The system of ensuring the reliability and safety of construction projects. General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures.) [Na zaminu DBN V.1.2-14:2009; chynnyy vid 01.01.2019] Vyd. ofits. Kyiv: DP "Ukrarkhbudinform", 2018. 30 s.
13. DBN V.2.1-10:2018. Osnovy ta fundamenti budivl□ ta sporud. Osnovni polozhennya. (Bases and foundations of buildings and structures. Main provisions) [Chynne vid 01.01.2019] Vyd. ofits. Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2018. 35 s.
14. DBN V.1.1-45:2017. Budivli ta sporudy u skladnykh inzhenerno-heolohichnykh umovakh. Zahal□ni polozhennya. (Buildings and structures in difficult engineering and geological conditions. General provisions) [Na zaminu DBN V.1.1-5-2000; chynnyy vid 01.10.2017] Vyd. ofits. Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2017. 28 s.
15. *Ishchenko Yu.I., Slyusarenko Yu.S., Melashenko Yu.B., Yakovenko M.S., Byen□ I.V.* Heotekhnichnyy monitorynno umovakh ushchil□nenoyi mis□koyi zabudovy. (Geotechnical monitoring in conditions of dense urban development) Nauka ta budivnytstvo. Kyiv, 2020. Tom 25. №3. S. 13-25.
16. *Annenkov A.* Monitoring the deformation process of engineering structures using BIM technologies. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XLVI-

- 5/W1-2022 Measurement, Visualization and Processing in BIM for Design and Construction Management II, 7–8 Feb. 2022, Prague, Czech Republic.
17. *Annenkov A.O.* Perspektivy zastosuvannya BIM-tehnolohiyi pry heodezychnomu zabezpechenni budivnytstva. (Prospects of BIM technology application in geodetic support of construction) *Materialy Mizhnarodnoyi naukovotekhnichnoyi konferentsiyi "Heoforum-2022"*, 6–8 kvitnya 2022 roku. 2022. S. 23-26.
 18. *Solomakho V., Vovchok A., Solomakho D.* Monitorynh budivel□nykh konstruksiy yak faktor zabezpechennya bezpechnoyi ekspluatatsiyi budivel□ ta sporud. (Monitoring of building structures as a factor in ensuring safe operation of buildings and structures) *Arkhitektura ta budivnytstvo*. Mins□k, 2010. № 4. S. 110-113.
 19. *Shults R., Soltabayeva S., Seitkazina G., Nukarbekova Z., Kucherenko O.* (2020) Geospatial Monitoring and Structural Mechanics Models: A Case Study of Sports Structures. 11th International Conference "Environmental Engineering". 2020. Pp. 1-9. (Scopus).
 20. *Gordiuk M., Semynoh M., Holodnov O., Tkachuk I., Ivanov B.* Determination of remaining resource of constructions of buildings after different influences. *Technology Audit and Production Reserves*. 2019. Vol. 5. № 1(49). P. 4–9.
 21. *Gordiuk M., Semynoh M., Holodnov O., Tkachuk I.* Determination of the technical state of buildings and constructions after force and temperature influences. *Technology Audit and Production Reserves*. 2019. Vol. 4. № 1(48). P. 4–10.
 22. *Narizhnyy V.V.* Analiz ta perspektyvy rozvytku avtomatyzovanykh system diahnostryky ta monitorynhu tekhnichnoho stanu budivel□ ta sporud. (Analysis and prospects for the development of automated systems for diagnosing and monitoring the technical condition of buildings and structures) *Budivel□ne vyrobnytstvo*. Kyiv, 2020. № 70. S. 66-71.
 23. *Kuz□mych L.V.* Metody ta zasoby vymiryuvannya napruzhen□ ta deformatsiy skladnykh konstruksiy prykladovoyu systemoy: (Methods and means of measuring stresses and deformations of complex structures with an instrument system) *avto-ref. dys. ... d-ratekhn. nauk: 05.11.01 / Kyiv: □kyypolitekhnyin-tim. Ihorya Sikors□koho*. Kyiv, 2019. 48 s.
 24. *L. Kuzmych*. Current state of tools and methods of control of deformations and mechanical stresses of complex technical systems [Text] / L. Kuzmych; O. Kobylanskyi; M. Duk. // *Photonics Applications in Astronomy, Communications, Industry, and High-Energy Physics Experiments*, Vol.10808, 2018, 108085J; doi:10.1117/12.2501661 (Scopus).
 25. *Isaev O., Annenkov A., Demianenko R., Chulanov P.* Monitoring of the elements stability of building constructions by means of example of vertical elastic rod of high flexibility. *Opir materialiv ta teoriya sporud*. 2022. № 109. S. 416-425.
 26. *Isayev O.P., Kulikovs□ka O.YE., Katushkov V.O.* Vplyv pomylok polozhennya na stiykist□ nesuchoho vertykal□noho stryzhnya velykoyi hnuchkosti. (Influence of position errors on the stability of a load-bearing vertical rod of great flexibility) *Mistobuduvannya ta terytorial□ne planuvannya*. Kyiv, 2022. Vyp. 80. S. 203-209.
 27. *Isayev A.P., Hulyayev Yu.F., Chulanov P.A.* Kompleksnyimonitorynhinzhenerykhsporud. (Integrated monitoring of engineering structures) *Mistobuduvannya ta terytorial□ne planuvannya*. Kyiv2020. Vip. 74. S. 162-171.
 28. *Isayev A.P., Hulyayev Yu.F., Chulanov P.A.* Osoblyvosti heodezychnoho monitorynhu riznykh budivel□nykh konstruksiy (Features of geodetic monitoring of different construction structures) *Mistobuduvannya ta terytorial□ne planuvannya*. Kyiv2019. Vip. 70. S. 230-240.
 29. *Isayev A.P., Hulyayev Yu.F., Strilets□ V.S., Chulanov P.A.* Otsinka monitorynhu protsesu deformatsiyi ta osidannya pryamolinyynoho vertykal□noho stryzhnya (Evaluation of monitoring the process of deformation and settlement of a rectilinear vertical rod) *Inzhenerna heodeziya*. 2019. Vip. 67. S. 15-21.
 30. *Isayev A.P., Shul□ts R.V., Hulyayev Yu.F., Strilets□ V.S.* Pryntsypy vymiryuvannya osadu statychno nevyznachenykh konstruksiy (na prykladi pryamolinyynoho vertykal□noho stryzhnya) (Principles of measuring the settlement of statically indeterminate structures (on the example of a rectilinear vertical rod)) *Inzhenerna heodeziya*. Kyiv, 2017. Vip. 64. S. 55-66.
 31. *Snezhkov D.Yu.* Avtomatyzirovanni monitorinh elementov nesushcheho karkasa vysotnoho zdaniya: uchet temperaturnoho faktora (Automated monitoring of bearing frame elements of a high-rise building: temperature factor consideration) *Stroitelnye konstruksyy, zdaniya i sooruzheniya*. 2018. № 4/37. S. 63 – 73.
 32. *Honcharenko Y.A., Riabtev V.N.* Datchyky kontrolya sostoianiya inzhenernykh i stroitelnykh konstruksiy na osnovе optycheskykh volnovodnykh struktur (Sensors of the state control of engineering and building structures on the basis of optical waveguide structures) *Vestnyk komandno-ynzhenernoho instytutu MChS Respublyky Belarus*. 2013. № 2(18). S. 118 – 132.

Ісаєв О.П., Бондар С.А., Медведський Ю.В., Чуланов П.О., Циколенко О.В.

МОНІТОРИНГ СПОРУД З НЕСУЧИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ У ВИГЛЯДІ ДОВГИХ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТРИЖНІВ

Розглядається будівельна конструкція, яка у проектному вигляді складається з двох вертикальних прямолінійних взаємодіючих елементів. Один з них навантажуючий, другий несучий. Несучий елемент представлений у вигляді довгого тонкого стрижня, навантаженого зовнішньою осьюовою вертикальною силою. Внаслідок похибок геодезичних вивіряться та монтажних робіт несучий стрижень буде встановлений з деяким нахилом та зміщенням щодо координатних осей. Зовнішнє навантаження на несучий елемент представлене вектором сили, який еквівалентний навантажуючому стрижню. Похибки геодезичних вивіряться та монтажних робіт змінять проектний напрямок лінії дії сили та її проектне положення на несучому елементі. Похилий вектор сили матиме вертикальну та горизонтальну складову сили. Таким чином, лінія дії навантажуючої сили і поздовжня вісь несучого стрижня будуть розташовані під кутом один до одного, що викличе згинальні моменти і поперечні сили в перерізах стрижня. Виникає «зміненя» щодо проекту конструкції. Згинальні моменти та горизонтальні сили в цієї конструкції сприятимуть передчасному вигину стрижня. Нерівномірно нагрітий стрижень також набуває здатності до викривлення. Вплив вказаних факторів може бути посилений, а стійкість стрижня значно ослаблена внаслідок нерівномірного осідання, горизонтального зміщення або крену несучої конструкції через небезпечні екзогенні геологічні процеси. Отже похибки положення елементів, зміни температури, геологічні процеси порушують прямолінійну форму рівноваги несучого стрижня та його положення в просторі. Зміна форми і відносного положення сприяє передчасному виникненню нестійкого стану при зовнішньому зростаючому навантаженні. У змінений конструкції несучий стрижень несподівано може опинитися в критичному напружено-деформованому стані. Завдання моніторингу – відчувати і належним чином фіксувати зміни та динаміку напружено-деформованого стану. Для цього проектується вимірвальні комплекси з певною конфігурацією, що забезпечують з необхідною заданою точністю вимірювання змін фізичного стану елементів будівельних конструкцій.

Ключові слова: довгий стрижень, похибки положення, фактори впливу, стійкість стрижня, НДС, завдання моніторингу.

Isaev O.P., Bondar S.A., Medvedskiy Y.V., Chulanov P.O., Tsykolenko O.V.

MONITORING OF STRUCTURES WITH BEARING ELEMENTS IN THE FORM OF LONG VERTICAL RODS

A building structure is considered, which in the design form consists of two vertical rectilinear interacting elements. One of them is loading, the other is carrying. The bearing element is presented in the form of a long thin rod loaded with an external axial vertical force. Due to the errors of geodetic verification and installation work, the bearing rod will be installed with some inclination and displacement relative to the coordinate axes. The external load on the bearing element is represented by the force vector, which is equivalent to the loading rod. Errors of geodetic verification and installation work will change the design direction of the force line and its design position on the supporting element. An inclined force vector will have a vertical and horizontal force component. Thus, the line of action of the loading force and the longitudinal axis of the supporting rod will be located at an angle to each other, which will cause bending moments and transverse forces in the sections of the rod. A design "changed" in relation to the project is created. Bending moments and horizontal forces in this design will contribute to premature bending of the rod. An unevenly heated rod also acquires the ability to distort. The influence of the specified factors can be increased, and the stability of the rod significantly weakened due to uneven subsidence, horizontal displacement or tilting of the supporting structure due to dangerous exogenous geological processes. Therefore, errors in the position of elements, changes in temperature, geological processes disrupt the linear form of equilibrium of the bearing rod and its position in space. The change in shape and relative position contributes to the premature emergence of an unstable state under an increasing external load. In the changed design, the bearing rod may suddenly find itself in a critical stress-deformed state. The task of monitoring is to sense and properly record changes and dynamics of the stress-strain state. For this purpose, measuring complexes with a certain configuration are designed, which provide with the necessary specified accuracy the measurement of changes in the physical state of the elements of building structures.

Key words: long rod, position errors, influencing factors, rod stability, tensely-deformed state, monitoring tasks.

УДК 528.48

Ісаєв О.П., Бондар С.А., Медведський Ю.В., Чуланов П.О., Циколенко О.В. Моніторинг споруд з несучими елементами у вигляді довгих вертикальних стрижнів // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА. 2023. – Вип. 111. – С. 251 – 262.

Розглядаються фактори впливу на прямолінійну форму рівноваги несучого довгого тонкого стрижня, який при зростаючому навантаженні може передчасно втратити стійкість. Показано, яким повинен бути моніторинг, щоб слідувати за динамікою напружено-деформованого стану.

Іл. 2. Бібліогр. 32 назв.

UDK 528.48

Isaev O.P., Bondar S.A., Medvedskiy Y.V., Chulanov P.O., Tsykolenko O.V. Monitoring of structures with bearing elements in the form of long vertical rods // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA. 2023. – Issue 111. – P. 251–262.

The factors influencing the rectilinear equilibrium form of a long thin rod, which may prematurely lose stability under increasing load, are considered. It is shown what kind of monitoring should be performed to follow the dynamics of the tensely-deformed state.

Fig. 2. Ref. 32.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри інженерної геодезії ІСАЄВ Олександр Павлович

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Роб. тел. +38(044) 249-72-51

Мобільний тел.: +38(097) 620-54-41

E-mail: geo_i@ukr.net

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-2175-0324>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): асистент кафедри інженерної геодезії БОНДАР Світлана Андріївна

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Роб. тел. +38(044) 249-72-51

Мобільний тел.: +38(067) 970-28-15

E-mail: bondar.sa@knuba.edu.ua

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-9378-6588>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри інженерної геодезії МЕДВЕДСЬКИЙ Юрій Вікторович

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Роб. тел. +38(044) 249-72-51

Мобільний тел.: +38(063) 710-51-80

E-mail: medvedskiy.iuv@knuba.edu.ua

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0003-0342-7088>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): старший викладач кафедри інженерної геодезії ЧУЛАНОВ Петро Олександрович

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Роб. тел. +38(044) 249-72-51

Мобільний тел.: +38(067) 537-40-29

E-mail: chulanov.po@knuba.edu.ua

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-6735-3770>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): асистент кафедри інженерної геодезії ЦИКОЛЕНКО Олена Василівна

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Роб. тел. +38(044) 249-72-51

Мобільний тел.: +38(066) 049-45-19

E-mail: tsykolenko.ov@knuba.edu.ua

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0001-9231-8400>

UDC 621.878.23-182.38

DEVELOPMENT OF A PARAMETRIC MODEL OF THE SPATIALLY ORIENTED KNIFE ON THE BULLDOZER BLADE

V.P. Rashkivskiy,

Candidate of Technical Science, Docent

B.M. Fedyshyn,

Postgraduate student, Assistant

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

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.263-275

The paper considers the results of the study of resistances arising during the operation of a bulldozer in the soil environment and processes in the drawing prism. What affects the stability and productivity of the bulldozer during excavation works. The geological map of the "Ukrainian crystalline shield" was studied, where the most common soils on the territory of Ukraine were found. Using the proposed hypothesis of the movement of spatially oriented knives on a bulldozer blade, it was shown that when excavating soil at different speed ratios, there is a deviation of the cutting force application vector by an angle (α), which in turn affects the geometric interaction of the spatially oriented knife with the working environment. Changing the geometric interaction of the spatially oriented knife with the soil affects the cutting force, which led to the creation of a parametric model of the interaction of spatially oriented knives with the working environment. The model was developed for different knife configurations and different ratios of the bulldozer speed to the spatially oriented knife movement speed. The total, normal, and orthogonal cutting forces for the working, subcritical, and critical depths of soil cutting were calculated, according to changes in the parametric model of the spatially oriented knife. A comparative calculation of the cutting force by a bulldozer without and with spatially oriented knives was carried out.

Key words: oblique cutting, spatially oriented, bulldozer, cutting resistance, cutting force, blade.

1. Introduction

During the operation of the earthmoving machine, its executive mechanism interacts with the soil, destroying and separating it from the massif.

The main characteristics of the digging process are geometric, kinematic, force and energy parameters, as well as indicators that determine the physical features of soil destruction, and the properties of the soil as an object of interaction, the design of the working body and the conditions of interaction of the working body with the soil.

The peculiarity of the digging process is that its power and energy indicators depend on kinematic conditions and on geometric parameters - thickness, width and area of the section, as well as on the angles of orientation of the working body in space.

Most calculations of knives and teeth of earthmoving equipment are based on the fact that its parameters do not change during the interaction of the working body with the soil.

Changes in parameters during the multi-vector action of parts of the working body have not been studied much. Therefore, the issue of creating a methodology for determining the parameters of a spatially oriented knife of dynamic action is particularly relevant.

2. Research analysis

The Ukrainian shield is covered with a small layer of Paleogene-Neogene sedimentary rocks, represented by limestones, sands, clays, siltstones, ferruginous quartzites, etc. Indigenous igneous rocks of the Archaean - Proterozoic - gneisses, granites, quartzites, diorites, etc. are exposed in river valleys.

On the slope of the shield, there is a stronger layering of sedimentary rocks, but Neogene Miocene and Pliocene deposits - clays, siltstones, sands - come to the surface.

Anthropogenic deposits are represented by Pleistocene deluvial loams and loess.

Therefore, the main soils with which the bulldozer works are soils located in the Ukrainian Crystalline Shield.

Cutting is the main method of mechanical soil development. The main geometric conditions are proposed to be the position of the edge of the cutting wedge relative to the direction of cutting and the surface of the massif, the contours of the cutting edge, the contours and number of working surfaces of the cutting edge, the number of the so-called side cut surface and the so-called blocked cut surfaces.

Based on these characteristics, the varieties of the process are distinguished and a classification of types of cutting is created [1].

Nominal traction force of the bulldozer

$$T_B = U_{fr} G_{fr},$$

where U_{fr} - coefficient of grafting of the base machine (Table 1) with bulldozer and ripper equipment, corresponding to permissible skidding and traction efficiency; G_{fr} - towing weight of the bulldozer in working condition.

Table 1

The value of the coefficient U_{fr} friction between the wheels and the road surface

Covering material	Pneumatic wheel		Caterpillar
	Low pressure	High pressure	
Concrete	0,9	0,8	0,45
Clay, loam, earth (dry and dense)	0,05 – 0,58	0,45 – 0,5	0,9
Clay, loam, earth (wet)	0,4 – 0,49	0,35 – 0,43	–
Loose earth	0,4 – 0,5	0,35 – 0,45	0,6
Loose sand	0,2 – 0,35	0,18 – 0,3	0,3
Ore quarry road	0,6 – 0,7	0,55 – 0,63	–
Gravel road	0,36	0,3	–
Trampled snow, ice	0,2 – 0,12	0,15; 0,1	0,12

Average static pressure of the bulldozer

$$q_p = G_B / 2L_{sup} b,$$

where G_B - is the operating weight of the machine; L_{sup} - is the length of the track bearing surface, taking into account the ground clamps; b - is the width of the tracks.

The total resistance on the bulldozer blade W (kN) when digging and moving soil on a horizontal surface is determined by the sum of the resistance to cutting W_1 ; movement of the dragging prism W_2 ; movement of soil up the blade W_3 ; movement of the bulldozer horizontally or on a slope (rise) W_4 and friction of the bulldozer blade on the soil W_5 and is calculated from the ratio:

$$W = \sum_i W_i = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5,$$

W_1 – cutting resistance of the working environment, (kN):

$$W_1 = K_1 B_o h \cdot 10^3,$$

K_1 – the specific cutting resistance ($K_1 = 0,06; 0,09; 0,12; 0,15$ – for sand, sandy loam, loam and clay, respectively) (MPa); B_o – the length of the blade, (m); h – the thickness of the layer to be cut (m), W_2 – resistance to soil prism dragging ahead of the blade, (kN):

$$W_2 = gQ_v \gamma \mu_2,$$

W_3 – resistance to soil movement up the blade, (kN):

$$W_3 = gQ_v \gamma \mu_1 \cos^2 \delta_o,$$

Friction resistance of the bulldozer blade against the soil W_4 (kN):

$$W_4 = gK_e m_e \mu_1,$$

Q_v – the volume of the dragging prism; μ_1 – the coefficient of soil friction on the surface of the blade ($\mu_2 = 0,7...0,8; 0,6...0,7; 0,5...0,6; 0,1...0,4$ respectively, for soils I, II, III, IV

categories); γ – soil density, t/m^3 ; μ_2 – coefficient of soil friction on soil ($\mu_1 = 0,49 \dots 0,65$; $0,25 \dots 0,53$; $0,18 \dots 0,47$; $0,11 \dots 0,40$ respectively, for soils I, II, III, IV categories); δ_o – slope of the bulldozer working path; g – acceleration of free fall, m/c^2 ; K_e – coefficient that takes into account the part of the equipment weight involved in friction against the soil, $K_e = 0,5 \dots 0,8$; m_e – mass of bulldozer equipment, t.

Resistance to movement of the bulldozer W_5 , (kN):

$$W_5 = gG\omega_o,$$

where g – the free fall acceleration, m/s^2 ; G – the bulldozer weight, t; ω_o – the specific resistance to movement of the bulldozer ($\omega_o = 0,2$; $0,18$; $0,16$; $0,14$ for sand, sandy loam, loam and clay, respectively).

Volume of the dragging prism:

$$Q_v = 0,5K_vB_oH_o^2.$$

The values of the dragging prism coefficient K_v depending on the ratio of the blade height H_o to its length B_o and the type of soil are shown in table 2:

Table 2

Ratio. H_o/B_o	0,15	0,3	0,35	0,4	0,45
Cohesive soils of I and II categories	1,45	1,25	1,18	1,1	1,05
Incoherent soils	0,87	0,835	0,8	0,77	0,67

When working with a dozer with a pivoting blade and setting it at an angle, the total resistance will be less than when working with a fixed blade.

The coefficient of friction between soil and steel μ_1 depends on the type and condition of the soil, as well as the condition of the steel surface, and is $0,25 \dots 1,0$ decreasing with increasing humidity and the degree of soil structure disruption. There is a connection between the coefficients μ_1 and μ_2 which is determined by the attitude $\mu_1 \approx 0,75 \mu_2$, where μ_2 – is the coefficient of internal friction of the soil, $\mu_2 = 0,58 \dots 1,1$.

The coefficient of digging resistance K_1 for soft and dense soil, the relative density of which can be characterised by the number of blows C of the density meter, is recommended to be determined from the ratio:

$$K_1 = 0,16 + 0,1C.$$

All soil groups are divided into eight categories, including non-frozen (categories I - IV) and frozen (categories V - VIII) soils. Soils of categories I - IV are developed with conventional earthmoving equipment. Soils of categories V - VIII are more durable and, in case of a large frost depth, are excavated after preliminary mechanical or explosive loosening.

For dense and semi-rocky soils, as well as for hard coal and hard frozen rocks, the digging resistance coefficient K_1 should be determined taking into account the specific structural and strength characteristics of the soil in the massif. The position of the centre of pressure, the point at which all soil reactions on the bulldozer track are applied, is determined for the various cases that may occur in the operating conditions. The offset of the centre of pressure must not result in the front or rear edge of the track or wheels of the machine coming off the bearing surface.

The bulldozer is acted upon by a system of external forces: vertical rock reaction at the dump R_o ; soil cutting resistance W_1 ; vertical reactions R_A and R_B at the tipping edges; grafting force with the surface $F_{fr} = Q_{fr}U$; weight of the base machine G_B . Internal forces also act in the system: S – force on the hydraulic cylinder; N_R and P_R – vertical and horizontal reactions in the pins O_1 of the pushing frame, respectively. ψ – is the stability coefficient of edges A and B , respectively

$$\psi_A = (G_B l_2) / (W_1 r + 2S l_2),$$

$$\psi_B = (G_B l_1) / (2S l_2 - 2P_o r) = (G_B l_1) / (2S l_2 - W_1 r).$$

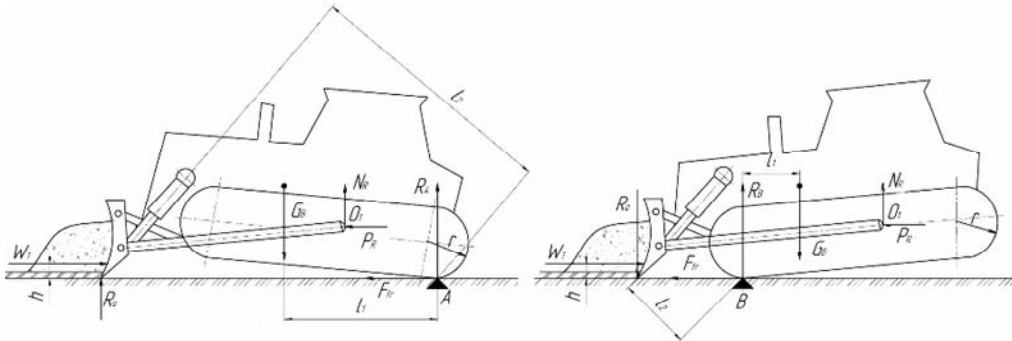


Fig. 1. Diagram of the forces acting on a bulldozer when calculating for overturning

During the operation of the earthmoving machine with oblique cutting, the interaction of the knife with the soil has a spatial character, which is manifested in the formation of a non-symmetric slot of a trapezoidal cross section. In order to quantify the influence of the spatial process, it is proposed to consider the force P as a component of parts corresponding to the nature of soil resistance in different parts of the area of destruction in front of the knife. Thus, the force P of oblique cutting of soil is defined as the sum of three components P_f - the force of overcoming the resistance of the soil by the front edge of the knife, P_s - the force to overcome the resistance of the soil to destruction in the lateral expansions of the slot, and $P_{s.c}$ - the force of overcoming the resistance of the soil cut by the side edges of the knife.

The difference between P_f with a rectangular cut and P_f with an oblique cut is proposed to be taken into account by the coefficient φ_f , which depends on the ratio h/b and the angle γ_{pl} of the rotation of the knife in the plan

The forces P_s and $P_{s.c}$ depend, in addition to the properties of the soil, only on the thickness of the section and the angle of rotation of the knife in the plan. The influence of the angle of rotation of the knife in the plane on the change of these forces is taken into account by the coefficients φ_s and $\varphi_{s.c}$ [2].

The ratio h/b between the thickness and the width of the section, when the thickness of the section increases, the dimensions of the side extensions increase proportionally, while when the width changes, they remain constant. After the thickness of the section reaches the so-called critical depth of cutting, the increase in the lateral expansion of the slot stops and the intensive growth of the zones of the lateral section of the soil by the edges of the knife begins. The soil in front of the knife beyond the critical cutting depth is pressed into the massif on the sides of the knife and is not separated from the massif. Therefore, the critical cutting depth corresponds to the minimum energy intensity [4].

The peculiarity of the digging process is that its power and energy indicators depend on kinematic conditions and on geometric parameters - thickness, width and area of the section, as well as on the angles of orientation of the working body in space [3].

3. The aim of the research

Creation of a methodology for calculating the parameterization of soil cutting with a spatially oriented knife of dynamic action depending on the application of the cutting force α .

4. Research results

The working hypothesis is based on the fact that the movement of a spatially oriented knife will be carried out longitudinally - a translational movement, perpendicular to the trajectory of the movement of the working body. What is schematically depicted in (Fig. 2), which should ensure undercutting of the soil and its easy removal from the development zone. Thereby reducing the supports that arise during the operation of the bulldozer and increasing its productivity, as well as expanding the area of use.

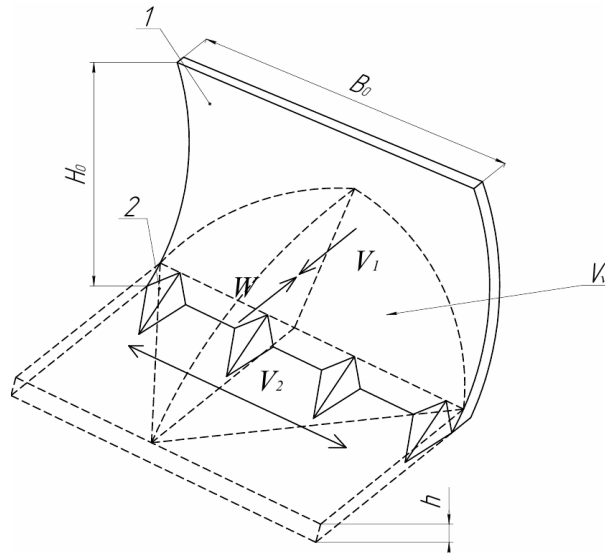


Fig. 2. Schematic representation of the trajectories of the working body:

1) Bulldozer blade; 2) spatially oriented knife of dynamic action; \vec{V}_1 – the trajectory of the bulldozer movement; \vec{V}_2 – the trajectory of the spatially oriented knife of dynamic action; B_0 – blade width; H_0 – blade height; h – the thickness of the layer to be cut; Q_v – volume of the dragging prism; β – cutting angle of the blade; A – centre of mass of the dragging prism

When the blade is fed into the spatially oriented knife, the vector \vec{V}_1 appears, depending on the ratio, it has its coordinates on the Y axis, when the knife is moved, the vector \vec{V}_2 appears, which in turn has its coordinates on the X axis. To determine the displacement vector, we sum the vectors according to the parallelogram rule, since the vectors have a common origin (Fig. 3).

Using the data obtained during the vector calculation, we apply the vector indicating the direction of the cutting force to the spatially oriented knife of dynamic action, taking into account the angle α , the indicator of the direction of application of the cutting force, we can find the change in the angle γ_{pl} of the rotation of the knife in the plan and the wide b change [4].

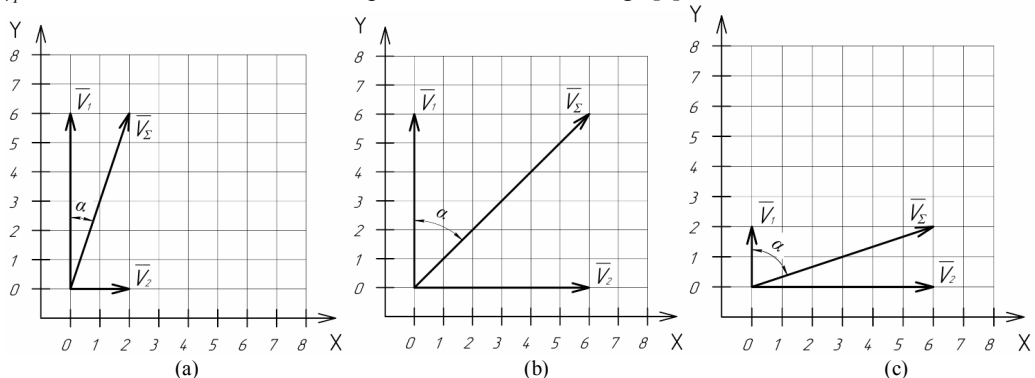


Fig. 3. Determination of the vector of the direction of the cutting forces and the angle α :

- (a) – deviation of the angle α in the vector display of the ratio of the speeds of movement of the bulldozer blade faster than the movement of the spatially oriented knife;
- (b) – the deviation of the angle α in the vector mapping of the ratio of the speeds of movement of the bulldozer blade is the same as the movement of the spatially oriented knife;
- (c) – the deviation of the angle α in the vector display of the ratio of the speeds of movement of the bulldozer blade is less than the movement of the spatially oriented knife

The angle of deviation of the total cutting force α was determined at the ratio of the bulldozer speed to the speed of movement of the spatially oriented knife in the range from 10:1 to 1:10 (Fig. 4).

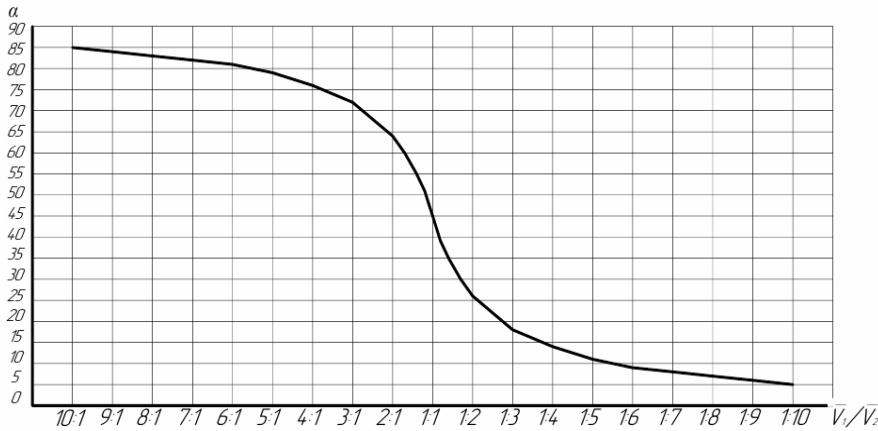


Fig. 4. The graph of the dependence of the angle α on the ratio of the traction speed of the working machine \bar{V}_1 to the speed of movement of the spatially oriented knife \bar{V}_2

Due to the use of a dihedral knife, we get two angles $\gamma_{pl,y}$ and $\gamma_{pl,x}$ of rotation in the plan, which correspond to each of the faces, and a change in the cutting width b . These parameters affect the cutting width b therefore, the definition of the cutting width is derived according to the movement vector and is calculated according to the equations (b_{com}), which are given below. The critical cutting depth for most soils at normal knife cutting angles, the ratio h/b of the cutting depth h to the knife width b is in the range from 1 to 3.

Nine main dependences of the parameterization of the knife on the angle α were deduced:

1. When $\gamma_{pl,y} > \alpha < \gamma_{pl,x}$ is presented in (Fig. 5) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \gamma_{pl,y} - \alpha,$$

$$\gamma_{pl.v.2} = \gamma_{pl,y} + \alpha.$$

Vector notch width:

$$b_I = A \cdot \cos(\gamma_{pl.v.1}), \quad b_{II} = B \cdot \cos(\gamma_{pl.v.2}).$$

Common notch width: $b_{com} = b_I + b_{II}$.

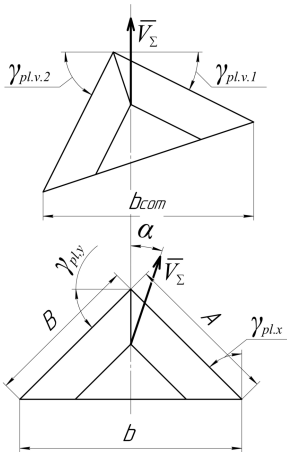


Fig. 5. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl,y} > \alpha < \gamma_{pl,x}$

2. When $\gamma_{pl,y} = \alpha = \gamma_{pl,x}$ is presented in (Fig. 6) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \gamma_{pl,y} - \alpha (0^\circ),$$

$$\gamma_{pl.v.2} = \gamma_{pl,y} + \alpha (90^\circ).$$

Common notch width: $b_{com} = b_I = A$.

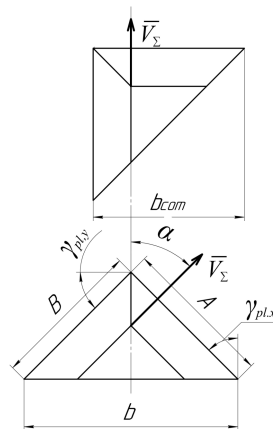


Fig. 6. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl,y} = \alpha = \gamma_{pl,x}$

3. When $\gamma_{pl.y} < \alpha > \gamma_{pl.x}$ is presented in (Fig. 7) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \alpha - \gamma_{pl.y}, \gamma_{pl.v.2} = \alpha + \gamma_{pl.y} (> 90^\circ).$$

Common notch width:

$$b_{com} = b_I = A \cdot \cos(\gamma_{pl.v.1}).$$

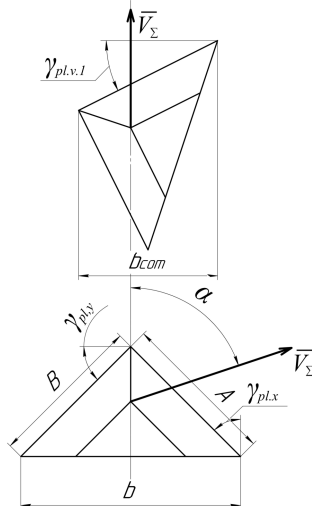


Fig. 7. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl.y} < \alpha > \gamma_{pl.x}$

5. When $\gamma_{pl.y} < \alpha < \gamma_{pl.x}$ is presented in (Fig. 9) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \gamma_{pl.x} - \alpha, \gamma_{pl.v.2} = \gamma_{pl.y} + \alpha.$$

Vector notch width:

$$b_I = A \cdot \cos(\gamma_{pl.v.1}), b_{II} = B \cdot \cos(\gamma_{pl.v.2}).$$

Common notch width: $b_{com} = b_I + b_{II}$.

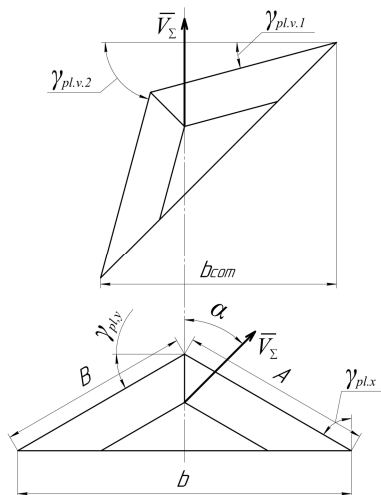


Fig. 9. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl.y} < \alpha < \gamma_{pl.x}$

4. When $\gamma_{pl.y} = \alpha > \gamma_{pl.x}$ is presented in (Fig. 8) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \gamma_{pl.y} - \alpha (0^\circ), \gamma_{pl.v.2} = \gamma_{pl.y} + \alpha.$$

Vector notch width:

$$b_I = A, b_{II} = B \cdot \cos(\gamma_{pl.v.2}).$$

Common notch width: $b_{com} = b_I + b_{II}$.

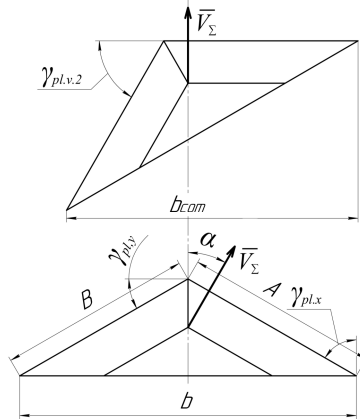


Fig. 8. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl.y} = \alpha > \gamma_{pl.x}$

6. When $\gamma_{pl.y} < \alpha = \gamma_{pl.x}$ is presented in (Fig. 10) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \alpha - \gamma_{pl.y}, \gamma_{pl.v.2} = \alpha + \gamma_{pl.y} (90^\circ).$$

Common notch width:

$$b_{com} = b_I = A \cdot \cos(\gamma_{pl.v.1}).$$

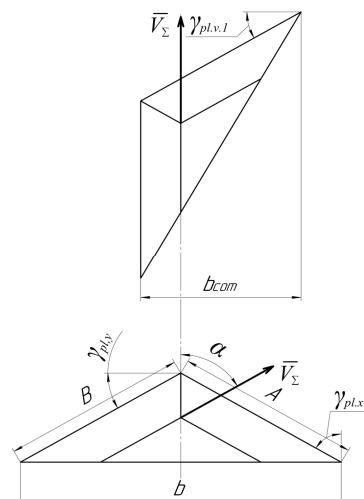


Fig. 10. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl.y} < \alpha = \gamma_{pl.x}$

7. When $\gamma_{pl,y} > \alpha > \gamma_{pl,x}$ is presented in (Fig. 11) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \gamma_{pl,y} - \alpha,$$

$$\gamma_{pl.v.2} = \gamma_{pl,y} + \alpha \ (> 90^\circ).$$

Vector notch width:

$$b_{com} = b_I = A \cdot \cos(\gamma_{pl.v.1}).$$

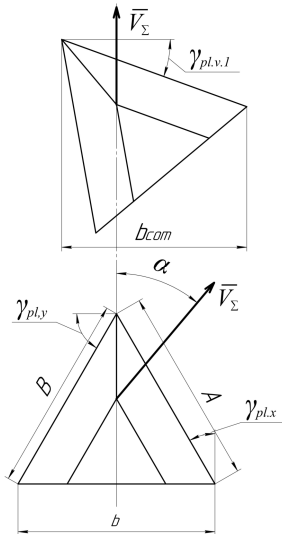


Fig. 11. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl,y} > \alpha > \gamma_{pl,x}$

9. When $\gamma_{pl,y} = \alpha > \gamma_{pl,x}$ is presented in (Fig. 13) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \gamma_{pl,y} - \alpha \ (0^\circ),$$

$$\gamma_{pl.v.2} = \gamma_{pl,y} + \alpha \ (> 90^\circ).$$

Vector notch width:

$$b_{com} = b_I = A.$$

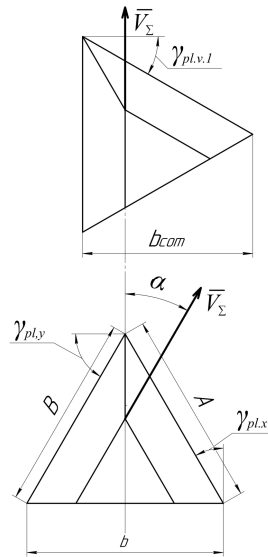


Fig. 12. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl,y} > \alpha = \gamma_{pl,x}$

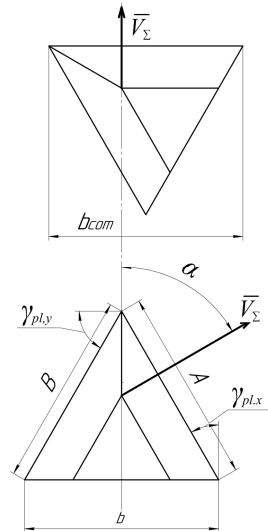


Fig. 13. Parameterization of spatial oriented knife when $\gamma_{pl,y} = \alpha > \gamma_{pl,x}$

8. When $\gamma_{pl,y} > \alpha = \gamma_{pl,x}$ is presented in (Fig. 12) then the turning angles in the plan will be:

$$\gamma_{pl.v.1} = \gamma_{pl,y} - \alpha,$$

$$\gamma_{pl.v.2} = \gamma_{pl,y} + \alpha \ (90^\circ).$$

Vector notch width:

$$b_{com} = b_I = A \cdot \cos(\gamma_{pl.v.1}).$$

Having determined the parameters of the interaction of the knife with the working environment, the change in the cutting width b_{com} and the change in the angle of rotation in the $\gamma_{pl.v.1}$ we can calculate the full cutting force.

Calculation of the total cutting force:

$$P = \varphi(\delta)\varphi_f m_f b_{com} h + \varphi_s m_s h^2 + \varphi_{s.c} m_{s.c} h.$$

Normal cutting force:

$$N = P \left(\frac{\cos \gamma_{pl.v.1} - \tan \mu \sin \delta \sqrt{\cos^2 \gamma_{pl.v.1} + \tan^2 \delta}}{\tan \delta \cos \gamma_{pl.v.1} + \tan \mu \cos \delta \sqrt{\cos^2 \gamma_{pl.v.1} + \tan^2 \delta}} \right).$$

Orthogonal cutting force:

$$P_o = P \left(\frac{\tan \delta \sin \gamma_{pl.v.1}}{\tan \delta \cos \gamma_{pl.v.1} + \tan \mu \cos \delta \sqrt{\cos^2 \gamma_{pl.v.1} + \tan^2 \delta}} \right).$$

Where b will be equal to b_{com} , h – is the width of the knife and the depth (thickness) of the cut; m_f – the strength coefficient characterizing the specific resistances in the frontal part of the notch (MPa); m_s – strength factor characterizing specific resistances in lateral extensions (MPa); $m_{s.c}$ – the strength coefficient characterizing the specific resistance along the lines of the side section (κN/M); $\varphi(\delta)$ – coefficient that takes into account the influence of the cutting angle δ ; φ_f – the coefficient that takes into account the effect of the angle $\gamma_{pl.v.1}$ of the blade turning in the plane, according to the force P_f ; φ_s – the coefficient that takes into account the effect of the angle $\gamma_{pl.v.1}$ of the blade turning in the plane, according to the force P_s ; $\varphi_{s.c}$ – the coefficient that takes into account the effect of the angle $\gamma_{pl.v.1}$ of the blade turning in the plane, according to the force $P_{s.c}$; μ – angle of soil friction on steel.

The calculation for clay loam was carried out and three main cutting forces were determined, namely, the total cutting force, the normal cutting force and the orthogonal cutting force, the calculation results are presented in the form (Tabl. 3) and graphs on (Fig. 15, Fig. 16, Fig. 17).

Table 3

Cutting forces of clay loam at a depth of 10, 20, 35 cm

α	Clay loam								
	h , cm								
	10			20			35		
	P , kN	N , kN	P_o , kN	P , kN	N , kN	P_o , kN	P , kN	N , kN	P_o , kN
0°	3,86	1,66	0,00	7,62	3,28	0,00	13,04	5,62	0,00
10°	3,94	1,67	0,59	7,79	3,30	1,12	13,52	5,74	1,75
20°	3,96	1,58	1,28	7,97	3,18	2,51	14,20	5,70	4,22
30°	3,90	1,36	2,03	8,11	2,83	4,20	15,10	5,30	7,66
40°	3,96	1,40	3,63	8,53	2,99	7,91	16,65	5,81	15,62
45°	2,79	1,42	0,00	6,11	3,11	0,00	12,05	6,14	0,00
50°	2,75	1,40	0,18	5,88	2,99	0,39	11,42	5,81	0,75
60°	2,59	1,30	0,52	5,39	2,71	1,09	10,12	5,09	2,04
70°	2,39	1,17	0,83	4,86	2,38	1,69	8,80	4,31	3,06
80°	2,19	1,03	1,13	4,35	2,04	2,24	7,69	3,60	3,95
90°	1,93	0,83	1,38	3,81	1,64	2,73	6,52	2,81	4,66

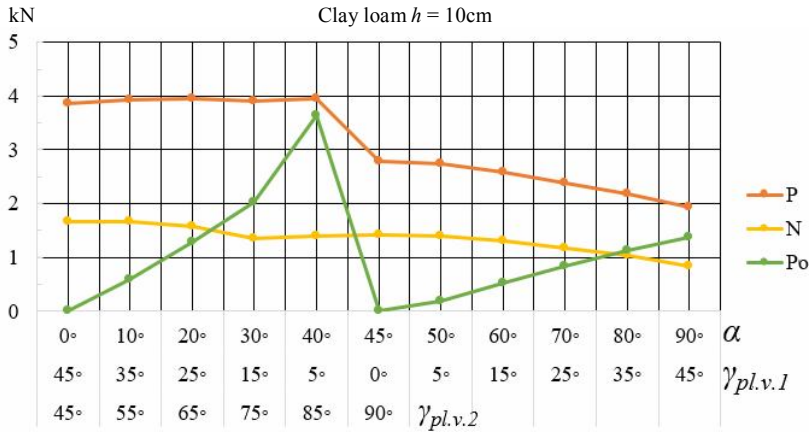


Fig. 15. Graph of soil cutting forces at a working cutting depth of 10 cm

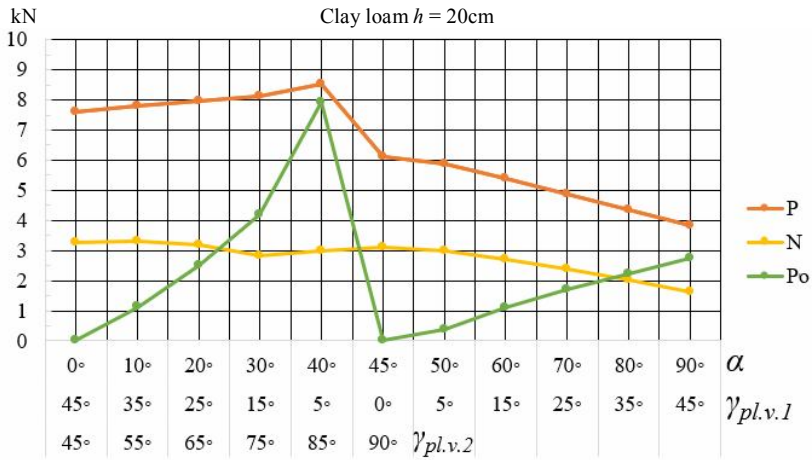


Fig. 16. Graph of soil cutting forces at a subcritical cutting depth of 20 cm

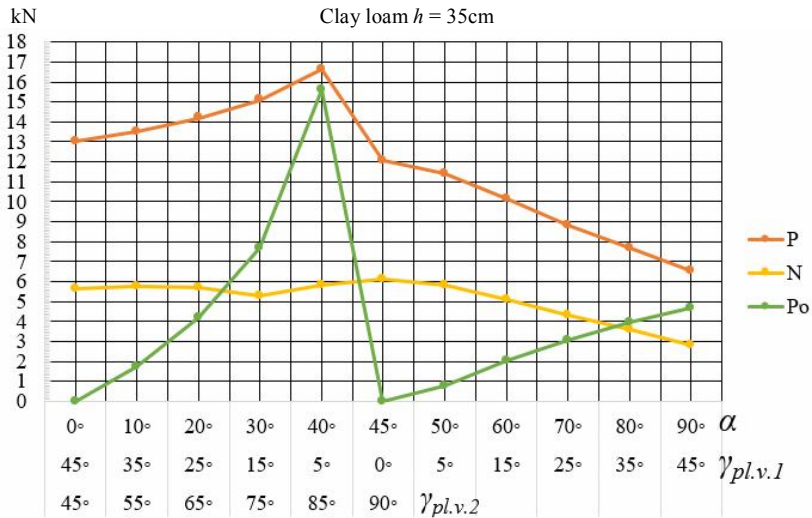


Fig. 17. Graph of soil cutting forces at a critical cutting depth of 35 cm

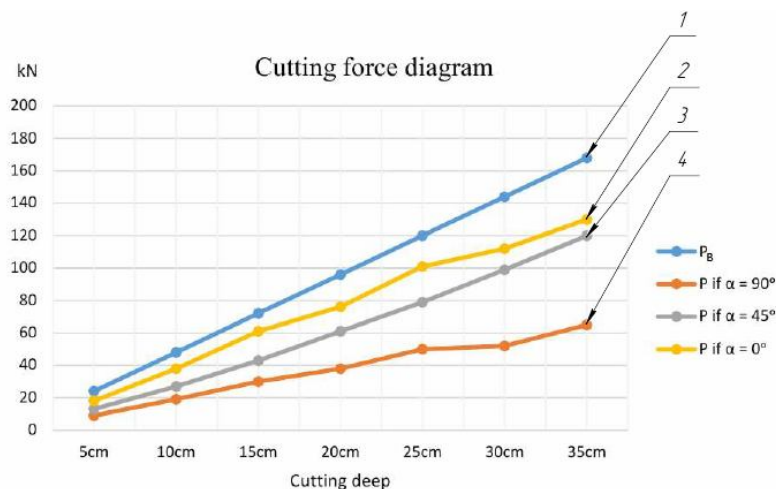


Fig. 18. Graph of soil cutting forces

P_B – soil cutting forces with a bulldozer without knives, and three cutting forces P , at different angles α , which show how much easier soil digging is when using spatially oriented knives.

Soil cutting was calculated for a bulldozer with a blade size of $B_o = 4\text{m}$. The graph shows:

- 1) Soil cutting with the blade without spatially orientated blades, at a depth of 5 to 35 cm.
- 2) Soil cutting with a blade with spatially orientated blades, at a cutting depth of 5 to 35 cm and a cutting force angle of $\alpha = 0^\circ$.
- 3) Soil cutting with a blade with spatially orientated knives, at a cutting depth of 5 to 35 cm and a cutting angle of $\alpha = 45^\circ$.
- 4) Cutting soil with a blade with spatially oriented knives, at a cutting depth of 5 to 35 cm and a cutting force angle of $\alpha = 90^\circ$.

The graph (Fig. 18) clearly shows the effect of spatially oriented knives on the cutting force of soils, namely its decrease with an increase in the angle of application of the cutting force α .

5. Conclusions

Knowing that the cutting supports of the bulldozer strongly influence its stability and productivity, we used our working hypothesis when the spatially oriented knife moves perpendicular to the movement of the working machine, and depending on the speed ratio, its interaction with the working environment changes. Further affects the calculation of the cutting force.

Based on the ratio of the speeds of the bulldozer and the spatially oriented knife, a vector representation of the cutting forces and a general vector of the direction of the cutting force, which has a deviation from the axis of the bulldozer's motion by an angle, is created α .

Applying the obtained vectors to a spatially oriented knife of dynamic action, nine main correlations were found with respect to the angles of rotation in the plan and a method of their calculation was created.

With the help of the method, we find that the deviation to the angle α will affect the geometric interaction of the knife with the soil, namely, the angles of rotation change in plan $\gamma_{pl.v.1}$ and $\gamma_{pl.v.2}$, and the total width b_{com} .

The geological map of Ukraine was studied, with the help of which the most common soils were determined.

A calculation was made for the cutting forces for clay loam, which is shown in the graphs, where it can be seen that when using the theory of oblique cutting of dynamic action, the cutting forces decrease, which accordingly reduces the resistance of the bulldozer, increases its directional stability and productivity.

The calculation of the digging resistance for the bulldozer blade was carried out, comparing the cutting force without spatially oriented knives and with them.

The calculation of the cutting force of the bulldozer blade without and with spatially orientated blades showed us the effect of increasing the cutting angle α on the cutting force.

The graph (Fig. 18) clearly shows the effect of spatially oriented knives on the cutting force of soils, namely its decrease with an increase in the angle of application of the cutting force α .

REFERENCES

1. Vetrov Yu.A. Rezanye hruntov zemleroinymy mashynamy. (Soil cutting with earthmoving machines). – M.: Mashynostroenye, 1971 – 357 s.
2. Baladins'kyi V. L. Budivel'na tehnika: navchal'nyi posibnyk. (Construction machinery: a study guide). Kyiv: Lybid', 2001. 368 c.
3. Smirnov V. M. Osnovy teorii rizannia gruntiv prostorovo orietovanymy nozhamy zemlerynyh mashyn. (Fundamentals of the theory of soil cutting by spatially oriented earthmoving machine blades). / K.: "MP Lesya", 2009 - 260 p.
4. Pat. Ukraine № 53190, class. E02F 3/04. V. L. Baladinsky, E. L. Pelevin, V.P. Rashkivsky, V. M. Smirnov, R. M. Solonko. Published 15.01.03 Bull. № 1.
5. Khmara L.A., Balonev V.Y. Povysheniie proizvoditel'nosti mashyn dlia zemlianykh robot. (Increased productivity of earthmoving machines). – K.: Budivel'nyk, 1988. – 152 s.
6. Khmara L. A., Kravets S. V., Nichke V. V., Nazarov L. V., Skobliuk M. P., Nikitin V. H. (2010). Mashyny dlia zemlianykh robot: navchalnyi posibnyk. (Earthmoving machines: a study guide). Rivne–Dnipropetrovsk– Kharkiv, 557 (in Ukrainian)
7. Vetrov Y. A., Karkhov A. A., Kondra A. S., Stanevsky V. P. (1965). Mashyny dlia zemlianykh robot. (Machines for earthworks). K: Higher school, 462.
8. Baladinsky V., Harkavenko O., Kravets V., Rusan I., Fomin A. (2000). Mashyny dlia zemlianykh robot. (Machines for earthworks). Rivne, RDTU, 288.
9. Mikhaileenko V.M., Fedorenko N.D., Demchenko V.V. Dyskretna matematyka. (Discrete Maths). – K.: Vyd-vo Yevrop. un-tu, 2003. –319 s.
10. Kapitonova Yu.V., Kryvyi S.L., Letychevskiy O.A. Osnovy dyskretnoi matematyky. (Fundamentals of discrete mathematics). – K.: Naukova dumka, 2002. – 578 s.
11. Nazitev M.I. Liniina algebra ta analitychna heometriia. (Linear algebra and analytical geometry). -K., Lybid, 1994
12. <https://geomap.land.kiev.ua/geology.html>
13. <http://www.geograf.com.ua/geoinfocentre/21-physical-geography-ukraine-world/282-natural-resources-dnipropetrovsk>
14. Rashkivskiy, V., & Fedyshyn, B. (2022). Analiz zasobiv rizannia gruntiv prostorovo-orietovanymy nozhamy dynamichnoi dii zemlerynykh mashyn. Hirnychi, budivelni, dorozhni ta melioratyvni mashyny, (Mining, construction, road and land reclamation machines). (96), 28–34. <https://doi.org/10.32347/gbdmm2020.96.0401>
15. Rashkivskiy, V., & Fedyshyn, B. (2021). Analiz kharakteru struzhkoutvorennia pry roboti prostorovo-orietovanymy nozhamy dynamichnoi dii. Hirnychi, budivelni, dorozhni ta melioratyvni mashyny, (Mining, construction, road and land reclamation machines). (97), 57–61. <https://doi.org/10.32347/gbdmm2021.97.0402>
16. Gberman L. A. (1988). Fundamentals of theory, calculation and design of construction and road machines: Manual for technical schools, Mechanical engineering, 464.
17. Goriachkin V.P. Sbranie sochinenij. (Collected Works): t. I – IV. – M.: Sel' hozizdat, 1939 – 1948.

Стаття надійшла 20.09.2023

Рашківський В.П., Федішин Б.М.

РОЗРОБКА ПАРАМЕТРИЧНОЇ МОДЕЛІ ПРОСТОРОВО ОРІЄНТОВАНОГО НОЖА НА ВІДВАЛІ БУЛЬДОЗЕРА

У статті розглянуто результати дослідження опорів, які виникають під час роботи бульдозера в ґрунтовому середовищі та процеси в призмі волочіння. Що впливає на стійкість та продуктивність бульдозера при виконанні землерийних робіт. Досліджено геологічну карту «Українського кристалічного щита», де знайдено найпоширеніші ґрунти на території України. Використання запропонованої гіпотези руху просторово орієнтованих ножів на бульдозерному відвалі показало що при розробці ґрунту при різних співвідношеннях швидкостей, виникає відхилення вектору прикладання сили різання на кут α , що в свою чергу впливає геометричну взаємодію просторово орієнтованого ножа з робочим середовищем. Зміна геометричної взаємодії просторово орієнтованого ножа з ґрунтом впливає на силу різання, в наслідок чого було створено параметричну модель взаємодії просторово-орієнтованих ножів з робочим середовищем. Для різних конфігурацій ножів та різних співвідношень швидкості руху бульдозера та швидкості переміщення просторово орієнтованого ножа. Розраховано повну, силу по нормалі та ортогональну силу різання, для робочої, докритичної, та критичної глибини різання ґрунтів, відповідно до змін параметричної моделі просторово орієнтованого ножа. Та проведений порівняльний розрахунок сили різання бульдозером без просторово орієнтованих ножів та з ними.

Ключові слова: косокутне різання, просторово орієнтований, бульдозер, опір різанню, сила різання, відвал.

УДК 621.878.23-182.38

Рашківський В.П., Федішин Б.М. Розробка параметричної моделі просторово орієнтованого ножа на відвалі бульдозера // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 263-275.

Стаття присвячена створенню параметричної моделі просторово орієнтованого ножа динамічної дії, для розрахунку повної сили різання, та впливу кута прикладання сили різання α .

Іл. 17. Табл. 3. Бібліог. 17 назв.

UDC 621.878.23-182.38

Rashkivskiy V.P., Fedyshyn B.M. **Development of a parametric model of the spatially oriented knife on the bulldozer blade** // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 263-275.

The paper considers to the creation of a parametric model of a spatially oriented knife of dynamic action for calculating the total cutting force and the effect of the angle of application of the cutting force α .

Figs. 18. Tabs. 3. Refs. 17.

Автор: кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних машин Рашківський Володимир Павлович

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, просп. Повітрофлотський, 31, оф. 216

Робочий тел.: +38(044)245-42-17

E-mail: rashkivskiy.vp@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-5369-6676>

Автор: аспірант, асистент кафедри будівельних машин Федішин Богдан Миколайович

Адреса робоча: 03037 Україна, м. Київ, просп. Повітрофлотський 31, оф. 218

Робочий тел.: +38(044)241-55-52

Мобільний тел.: +38(098)892-18-84

E-mail: fedyshyn_bm@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-2420-7332>

УДК 669.14:620.191.33

КОМПЛЕКСНИЙ АНАЛІЗ ПРАЦЕЗДАТНОСТІ ЗВАРЮВАЛЬНИХ З'ЄДНАНЬ ТРУБ ГАЗОПРОВІДІВ З РІЗНОЮ В'ЯЗКІСТЮ

В.Д. Макаренко¹,
д-р техн. наук, професор

О.А. Войтович¹,
канд. техн. наук, професор

Ю.В. Макаренко²,
магістерка

В.І. Савенко³,
д-р техн. наук, професор

Ю.Л. Винников⁴,
д-р техн. наук, професор

¹*Херсонський національний технічний університет, Україна*

²*Медичний університет провінції Манітоба, м. Вінніпег, Канада*

³*Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна*

⁴*Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка", Україна*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.276-283

Проведені натурні випробування газопровідних труб з різною в'язкістю в умовах полігону які максимально наближені до натуральних умов експлуатації газопроводів. Експериментально досліджена кінетика розповсюдження тріщин уздовж зварних з'єднань - їх траєкторія, перехід із зварювального шва в основний метал труби і на оборот, швидкість руху тріщин у в'язкому і крихкому метали та визначені зони пластичної деформації. Відомо, що випробування на зразках Менаже, Шарпі та інших, які мають товщини, не відповідаючи товщині стінок труб, не відображають реальну картину в'язко-пластичних і крихких руйнувань, що не дозволяє розробити методикку чи модель прогнозування остаточного ресурсу (безаварійного) газопроводів тривалого терміну експлуатації. В той же час теоретичні і лабораторні дослідження не завжди з достатньою повнотою відповідають на питання, пов'язані безпосередньо із забезпеченням довговічності і безаварійної працездатності трубопроводів. Вірогідно, що в лабораторних умовах підприємств чи наукових закладів важко відтворити і урахувати всі фактори, які характеризують зростання і розповсюдження руйнування в реально діючому газопроводі. Тому дані лабораторних досліджень потрібно перевіряти і обов'язково уточнювати по результатах пневматичних випробувань довгомірних трубних секцій, тобто в теперішній час гостро назріла необхідність поєднання лабораторних і натурних випробувань труб газопровідної мережі. Такі випробування не є масовими, але в результаті їх виконання отримують важливу інформацію стосовно поведінки і властивостей металу в умовах навантаження і експлуатації, найбільш наближених до експлуатаційних. В полігонних випробуваннях використовували труби діаметром 1000x18мм, які пройшли контрольовану прокатку (сталь класу Х70 – марки 06Г2БА) на робочий тиск $P_p = 9.7$ МПа (в північному – низькотемпературному виконанні). Дослідження на розтягування, вивчення ударної в'язкості, міцності і пластичності металу шва проводили за стандартними методиками, викладеними в роботах [2-5]. В процесі проведення експериментів застосовували у великій кількості датчики температури тиску деформацій напруження швидкості розповсюдження тріщини та ін. Отримані результати щодо кінетики руйнування натуральних труб в полігонних умовах закладають підґрунтя для розробки математичної моделі інженерного прогнозу залишкового (безаварійного) ресурсу діючих на нафтогазових родовищах трубопроводів.

Ключові слова: труба, деформація, тріщина, пластична зона, полігон.

Вступ. Відомо [1-5, 7-12], що фактичні руйнування трубопроводів, осередок яких знаходився в поздовжньому заводському шві трубних секцій, спостерігали випадки розповсюдження руйнування по зварювальному з'єднанню труб. В той же час відомо, що при експериментальних дослідженнях розповсюдження руйнувань у якісно зварених швах прямо шовних труб із сталей контрольованої прокатки (СКП) і низьколегованих нормалізованих сталей не відбувалося [25-26]. Причому траєкторія руйнування відхилялася із металу заводського поздовжнього шва в зону термічного впливу, а також із зони термічного впливу в основний метал. Все це дозволяє вченим шляхом проведення

серії системних натуральних випробувань труб обґрунтовано підійти до питання щодо встановлення вимог до ударної в'язкості металу шва по моменту відхилення траєкторії руйнування від осі зварювального шва труб. Таку спробу було здійснено при комплексному дослідженні працездатності експериментальних труб, які були з'єднані в заводських умовах шляхом автоматичного зварювання на спеціальних стендах.

Мета роботи – експериментальні дослідження кінетики розповсюдження тріщин в процесі полігонних випробувань зварних з'єднань секцій газопровідних труб різної в'язкості.

Методика і матеріали досліджень В полігонних випробуваннях використовували труби діаметром 1000x18мм, які пройшли контрольовану прокатку (сталь класу Х70 – марки 06Г2БА) на робочий тиск $P_p = 9.7$ МПа (в північному – низькотемпературному виконанні). В заводських умовах були зварені 8 труб (по 4 на кожний варіант - I варіант - сталь 06Г2БА; II варіант – сталь нормалізована 17Г1С). При цьому середнє значення ударної в'язкості (по трьом зразкам) металу шва КСУ₄₀ (I) = 0.435 МДж/м² – перший варіант; КСУ₄₀ (II) = 0.365 МДж/м² – другий варіант.

Дослідження на розтягування, вивчення ударної в'язкості, міцності і пластичності металу шва проводили за стандартними методиками, викладеними в роботах [2-5]. В процесі проведення експериментів застосовували у великій кількості датчики температури тиску деформації напруження швидкості розповсюдження тріщини та ін. Сама методика оцінки кінетики руйнувань в натуральних (полігонних) умовах детально викладена в роботах [25, 26].

Результати досліджень і їх обговорення

Випробування 1 (рис. 1). Труба (перший варіант) була зварена по першому варіанту з надрізом по лінії сплавлення, зруйнувалася при напруженні $\sigma_p = 375$ МПа. Тріщина розповсюджувалася в'язко на відстані 0.45м, відхилилася на 25мм від лінії сплавлення і далі розповсюджувалася паралельно шву аж до розгалуження і зупинки кільцюванням. При цьому встановлено, що мінімальна швидкість розповсюдження в'язкої тріщини складала приблизно 120-130 м/с. Максимальне значення пластичного розкриття $\delta_{пл} \approx 25$ мм при $T_m = -5^\circ\text{C}$. Температура переходу на ділянці в'язко-крихкого зламу при 50% волокна складала $T = -60^\circ\text{C}$. Характер руйнування труби при пневматичних випробуваннях показаний на рис. 1.

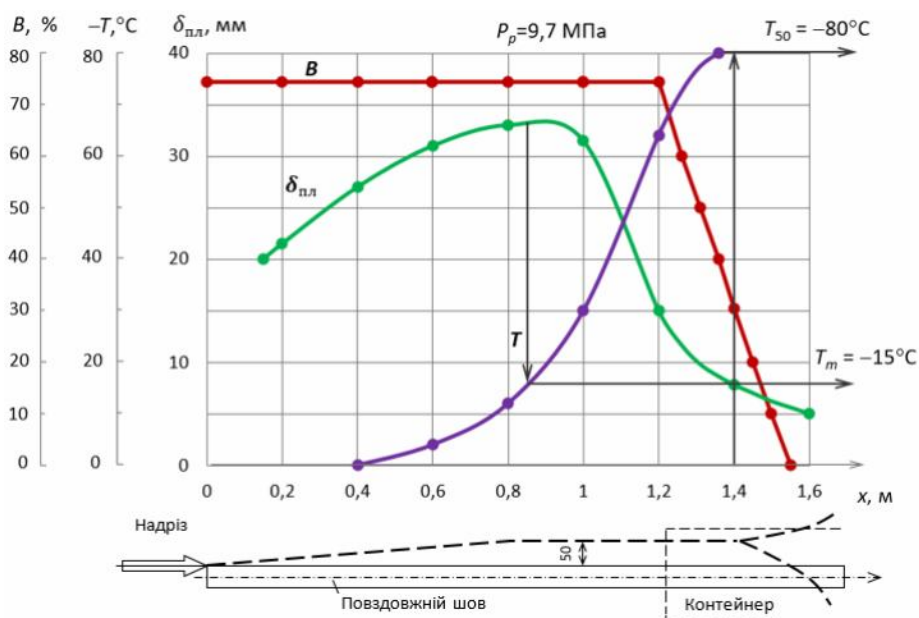


Рис. 1. Результати натуральних пневматичних випробувань зварювальних з'єднань в експериментальних трубах з ініціюючим надрізом по зоні сплавлення. Варіант зварювання – I. Діаметр труби – 2020x22мм

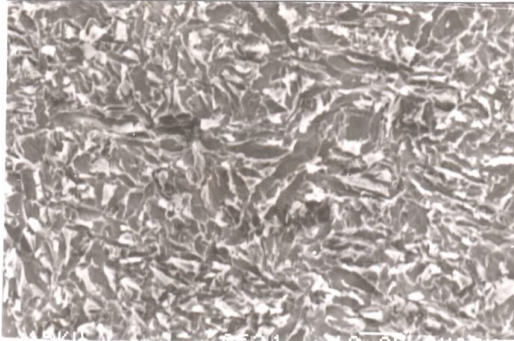


Рис. 2. Характер в'язкого руйнування по зоні термічного впливу зварювального з'єднання сталі 06Г2БА

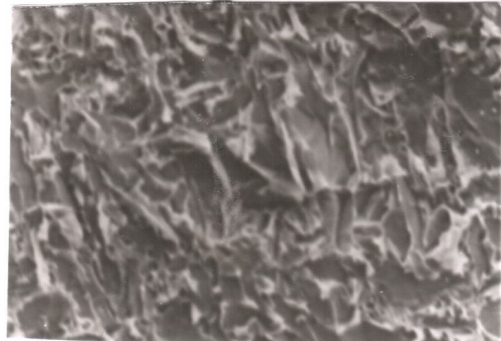


Рис. 3. Характер крихкого руйнування по зоні термічного впливу зварювального з'єднання сталі 06Г2Б в процесі натурних випробувань зварних секцій труб. На фрактограмі показана карбідна структура зони сплавлення (x2000)

Випробування 2 (рис. 4 і 5). Труба (другий варіант) з надрізом по металу шва зруйнувалася при $\sigma_p = 325$ МПа. Тріщина розповсюджувалася в'язко по зоні термічного впливу і на відстані $x = 1.0$ м рівномірно відхилилась на 10 мм в зону термічного впливу. Потім в полі від'ємних температур тріщина розповсюджувалася крихко з відхиленням при $x \approx 1.15$ м на величину 35 мм, а подальше розгалужувалася і закольцювалася.

Отримані при натуральних випробуваннях характеристики спротиву розповсюдженню руйнувань в трубах зведені в табл. 1. Там же наведені результати випробування труби з ініціюванням тріщини в основному металі. Необхідно відмітити, що призупинення руйнування розгалуженням тріщини в полі мінусових температур, яке спостерігали у всіх випробуваннях, виявляється закономірністю для даного методу полігонних випробувань.

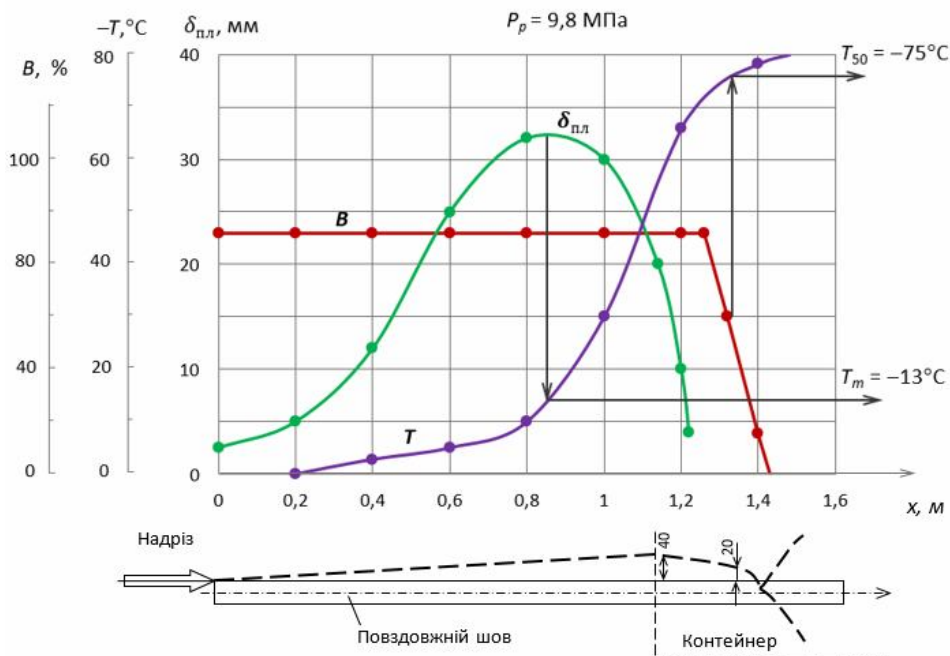


Рис. 4. Результати натурних пневматичних випробувань зварювальних з'єднань в експериментальних трубах з ініціюючим надрізом по зоні сплавлення. Варіант зварювання – II. Діаметр труби – 2020x22мм

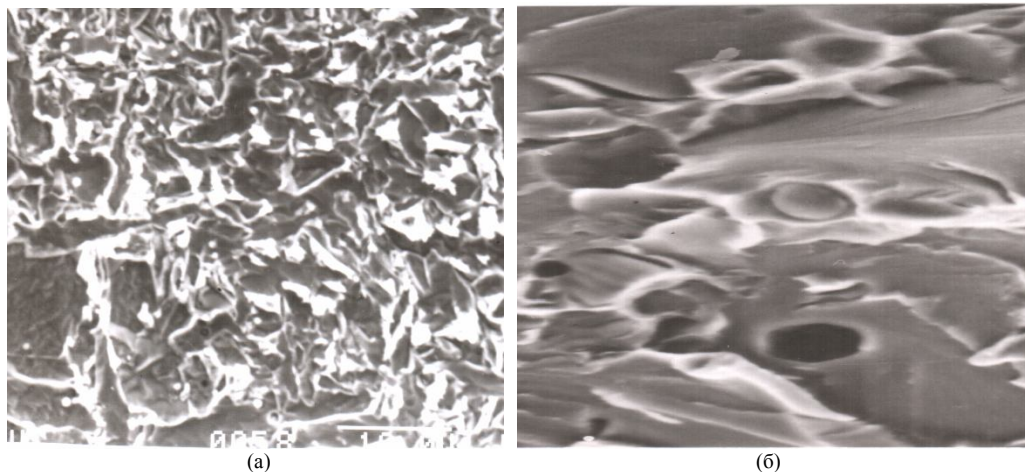


Рис. 5. Характер в'язкого (а) і крихкого (б) руйнування наплавленого металу по зоні термічного впливу зварювального з'єднання на сталі 17Г1С (x2200)

Таблиця 1
Результати натурних пневматичних випробувань експериментальних труб діаметром 1000x18 мм із СКП (06Г2БА).

Середнє руйнівне напруження σ_p , МПа	Об'єкт аналізу (варіант зварювання)	Характеристики спротиву розповсюдженню руйнування			
		Швидкість тріщини, м/с		Максимальне пластичне розкриття тріщини $\delta_{пл}$ мм	Температура максимального спротиву T_m , °С
		в'язкої, V_{min}	крихкої, V_{max}		
394	зона термічного впливу (I)	135	-	20	-10...-15
345	те ж (II)	151	-	27	-7...-8
347	метал шва	-	265	10	-5
415	основний метал	195	-	30	-20

Результати виконаних досліджень свідчать про слабку кореляцію в області малих значень ударної в'язкості з характеристиками спротиву розповсюдженню руйнування зварних з'єднань в умовах натурних випробувань труб. Характеристики отримані в результаті випробувань повнотовщинних зразків DWTT більш близькі, ніж зразки Шарпі чи Менаже відповідають дійсним характеристикам працездатності зварювальних з'єднань в трубі. Зокрема встановлено, що значення $A_3(-15^{\circ}\text{C}) = 0.75$ кДж і $A_p(-15^{\circ}\text{C}) = 0.45$ кДж забезпечують задовільний спротив зародженню і розповсюдженню руйнувань в зварювальних з'єднаннях (на рівні основного металу). Такі характеристики відповідають $KCV_{-60} = 0.52$ МДж/м², що близько до вимог по ударній в'язкості для основного металу (0.55 МДж/м²). Тому можна вважати що для труб із СКП (06Г2БА) великої в'язкості рівень ударної в'язкості зварювальних з'єднань повинен приближатися до ударної в'язкості основного металу. Вимоги по ударній в'язкості і пластичності зварювальних з'єднань наряду з вимогами їх статичної рівномірності є визначальними з точки зору попередження руйнувань. Обов'язковим є також випробування труб на заводі під

гідравлічним внутрішнім тиском, значення якого декілька вище випробуваного на трасі (в польових умовах будівництва)

Таким чином, із вище наведених прикладів достатньо щоб прийти до висновку, що рівень проектування зварювальних трубопроводів в багатьох випадках не відповідає ще сучасним вимогам, а якість їх виготовлення повинна бути суттєво підвищена. Важливу роль в покращенні цього положення зобов'язані відіграти спеціалісти-зварювальники.

Випробування окремих труб і трубних секцій виконаних на полігоні показали, що труби із сталі 06Г2БА (СКП) прийнятої конструкції володіють тривалою статичною міцністю не піддаються крихким руйнуванням в заданому інтервалі температур малочутливі до поверхневих дефектів заводського і монтажного походження і, як правило, мають малу довжину (до 2 – 1.5 оболонки) руйнувань. Подальша експлуатація таких труб в газопроводах при робочому тиску 8-9.4 МПа підтвердила, що при існуючих методах будівництва трубопроводів місцева стійкість стінок труб діаметром 820-1020 мм з товщиною стінок 18-22мм є вповні достатньою, а тим більше заводський контроль на герметичність відповідає вимогам нормативно-регламентної документації, прийнятих в НАК “Укрнафгаз”. В табл. 2 наведені механічні властивості сталі 06Г2Ба (СКП).

Таблиця 2

Механічні властивості сталі 06Г2БА

Характеристики сталі	Сталь 06Г2БА-СКП	Вимоги ТУ 15-1-22-87-99 (не нижче)
σ , МПа	520	460
σ , МПа	620	560
δ , %	24	22
KCV ₋₁₅ , Дж/см ²	125	90
KCV ₋₁₅ , Дж/см ²	110	60
Кількість волокна (%) в зломі ТТ при 15 ⁰ С	90	80

Таким чином, вище викладені експериментальні результати надають можливість зробити наступні **висновки**:

1. Проведені натурні випробування газопровідних труб з різною в'язкістю в умовах полігону які максимально наближені до натуральних умов експлуатації газопроводів.

2. Експериментально досліджена кінетика розповсюдження тріщин уздовж зварних з'єднань - їх траєкторія, перехід із зварювального шва в основний метал труби і на оборот, швидкість руху тріщин у в'язкому і крихкому металі та визначені зони пластичної деформації.

3. Отримані результати щодо кінетики руйнування натуральних труб в полігонних умовах закладають підґрунтя для розробки математичної моделі інженерного прогнозу залишкового (безаварійного) ресурсу діючих на нафтогазових родовищах трубопроводів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Андрейків О.С., Никифорчин Г.М., Ткачов В.І. Міцність і руйнування металічних матеріалів і елементів конструкцій у водневомісних середовищах // Фізико-механічний інститут: - Під ред. В.В. Панасюка, НАН України, Фізико-механічний інститут ім. Г.В. Карпенка. - Львів: Простір-М, 2001. - С. 248-286.
2. Василенко І.І., Мелехов Р.К. Коррозионное растрескивание сталей. – Киев: Наук, думка, 1977. - 265 с.
3. Дмитрах І.М., Панасюк В.В. Вплив корозійних середовищ на локальне руйнування металів біля концентраторів напружень. - Львів: Львівська обласна книжкова друкарня, 1999. - 342 с.
4. Крижанівський Є.І., Цирульник О.Т., Петрина Д.Ю. Вплив наводнювання та попереднього пластичного деформування сталі на її тріщиностійкість // Фіз.-хім. механіка матеріалів. - 1999. - № 5. - С. 67-70.
5. Радкевич О.І., П'ясецький О.С., Василенко І.І. Корозійно-механічна тривкість трубної сталі сірководневого середовища // Фіз.-хім. механіка матеріалів. -2000. -№3. -С. 93-97.
6. NACE Standard TM01-77(90). Standard Test Method. Laboratory Testing of Metals Resistance to Sulfide Stress Cracking in H₂S Environments // NACE. – Houston. P.O. BOX 218340. 1990.-22 p.

7. Okada T., Hattori S. Relation Between Concentration of Salt Water and Corrosion Fatigue Strength on 0.37 Percent Carrbon Structural Steel, Fukui Univeersity, Япония: Теоретические основы инженерных расчетов (Труды Американского общества инженеров-механиков); изд-во Мир, 1985, №3, S.98-107.
8. Ткачов В.І. Проблеми водневої деградації металів// Фіз.-хім. механіка матеріалів. -2000.-№4.—С.7-14.
9. Борисова Н.С., Амосова Л.М. К вопросу об аномальном поведении водорода в сталях при низких температурах// Физ.-хим. механика материалов. –Львов. -1986.-№12.-С.10-13.
10. Панасюк В.В., Андрейкив А.Е., Харин В.С. Модель роста трещин в деформированных металлах при воздействии водорода// Физ.-хим. механіка матеріалів.-1987.-№2.-С.3-17.
11. Швачко В.И.Макромеханические аспекты обратимой водородной хрупкости// Физ.-хим. механика материалов. -2000.- №4.-С.36-40.
12. Макаренко В.Д., Крижанівський С.І., Чернов В.Ю. Проблеми корозійної стійкості промислових трубопроводів// Нафтова і газова промисловість. -2002.-№6.-С.42-44.
13. Самоїленко М.І., Функціональна надійність трубопровідних транспортних систем// Харків: ХНАМП. – 2009.- 184 с.
14. Насоніна Н.Г., Антоненко С.С. Аналіз пошкодженості водопровідних і каналізаційних мереж// Сучасне промислове та цивільне будівництво. -2019.-Том15.-№1.- С. 23-34.
15. Макаренко В.Д., Гоц В.І., Аргатенко Т.В. і ін. Дослідження аварійних трубопроводів// Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки, вип. 42. -2023.- С. 49-58.
16. Бриду А., Лафранс М., Прову И. Разработка новых сортов стали с повышенными характеристиками для транспорта кислого газа и нефти// Нефтегаз-Франция –Юзичор Асье, 1986. -19 с.
17. Исследование отечественных и зарубежных низколегированных сероводородостойких сталей дл нефтегазопроводного оборудования/А.И. Радкевич, Р.К. Мелехов, Я.И. Спектор, Р.В. Яценко// Межотраслевая науч-конф. Конструкционные стали – прогрессивные процессы производства и эффективность применения. Днепропетровск, 1995. – С.58-59
18. Василенко І.І., Шульте О.Ю., Радкевич О.І. Вплив хімічного складу і технології виробництва сталей на їх чутливість до водневого тріщини утворення та сірководневого корозійного розтріскування// Фіз.-хім механіка матеріалів. -1990.-№4.-С. 8-22.
19. Порівняльний аналіз корозійно-механічних властивостей вітчизняної трубної сталі 20ЮЧ з іноземними аналогами/ О. Чапля, О.Радкевич, О.П'ясецький, Я.Спектор//Машинознавство. -1999.-№8.- С. 52-56.
20. Основні закономірності наводнювання та поверхневого пухиріння трубної сталі в сірководневих середовищах / О. Радкевич, Г. Чумало, І. Доминюк і ін. // Фіз.-хім. механіка матеріалів. - 2004. - Спец. вип. № 4, т. 1. - С. 446-449.
21. Tyson W.R. Hydrogen Embrittlement and Hydrogen Dislocation Interactions // Corrosion. - 1980. Vol. 36, No. 8. - P. 441-443.
22. Мешков Ю.Я Физические основы разрушения стальных конструкций Киев Наукова думка 1981 – 265с
23. Ford F.P.Stress Corrosion Cracking in Advances in Corrosions Science-1, Ed., R.N.Parkins, Applied Science Publishers, 2002.
24. Кавакубо Т, Хісида М. Розрахунок прискореного навколишнім середовищем росту тріщини для неіржавіючої сталі у воді високої температури на основі механіки пружно-пластичного руйнування//Journal of Engineering Materials and Technology, 1995, Vol.107, p.240-245.
25. Макаренко В.Д. Експериментальні випробування трубопроводів//Ніжин:НДУ ім.Миколи Гоголя, 2020.-543 с.
26. Макаренко В.Д., Стогній О.В., Гоц В.І. і ін. Полігонні випробування газопроводів. Монографія// Ніжин: НДУ ім. М. Гоголя. -2023. – 160 с.

REFERENCES

1. Andreykiv O.E., Nikyforchyn H.M., Tkachev B.I. Mitsnist i ruinuvannya metalichnykh materialiv i elementiv konstruktstii u vodnevomisnykh seredovyschakh (Strength and destruction of metallic materials and structural elements in hydrogen-containing environments) // Physical and Mechanical Institute: - Ed. V.V. Panasyuka, NAS of Ukraine, Institute of Physics and Mechanics named after G.V. Karpenka - Lviv: Prostr-M, 2001. - 248-286 p.
2. Vasylenko I.I., Melekhov R.K. Koroziiine roztriskuvannya stalei (Corrosion cracking of steels) - Kyiv: Nauk, dumka, 1977. - 265 p.
3. Dmytrykh I.M., Panasiuk V.V. Vplyv koroziiynykh seredovyschch na lokalne ruinuvannya metaliv bilia kontsentropativ napruzhen (The influence of corrosive environments on the local destruction of metals near stress concentrators) - Lviv: Lviv regional book printing house, 1999. - 342 p.
4. Kryzhanivskiy E.I., Tsirulnyk O.T., Petryna D.Yu. Vplyv navodniuвання ta poperednoho plastychnoho deformuvannya stali na yii trishchynostiikist (The influence of water treatment and preliminary plastic deformation of steel on its crack resistance) // Phys.-chem. mechanics of materials. - 1999. - No. 5. - 67-70 p.
5. Radkevich O.I., Pyasetskiy O.C., Vasylenko I.I. Koroziiino-mekhanichna tryvkist trubnoi stali v sirkovodnevomu seredovyschi (Corrosion-mechanical durability of pipe steel in a hydrogen sulfide environment)// Phys.-chem. mechanics of materials. -2000. - No. 3. - 93-97 p.
6. Standart NACE TM01-77(90). Standartnyi metod testuvannya. Laboratorne vyprobuvannya stiikosti metaliv do sulfidnoho roztriskuvannya v seredovyschi H2S (NACE Standard TM01-77(90). Standard Test Method. Laboratory Testing of Metals Resistance to Sulfide Stress Cracking in H2S Environments) // NACE. - Houston. P.O. BOX 218340. 1990.-22 p.
7. Okada T., Hattori S. Spivvidnoshennia mizh kontsentratsiieiu solonoї vody ta koroziiinoї vtomnoїu mitsnistiu 0,37% vuhletsevoi konstruktstiiinoї stali (Relation Between Concentration of Salt Water and Corrosion Fatigue Strength on

- 0.37 Percent Carbon Structural Steel) Fukui University, Japan: Theoretical foundations of engineering calculations (Proceedings of the American Society of Mechanical Engineers)// Myr publishing house, 1985, No. 3, 98-107p.
8. Tkachev V.I. Problemy vodnoy dehradatsii metaliv (Problems of hydrogen degradation of metals)// Phys.-chem. mechanics of materials. -2000.-№4.—7-14 p.
 9. Borysova N.C., Amosova L.M. Do pytannia pro anomalnu povedinku vodniu v staliakh za nyzkykh temperatur (To the question of anomalous behavior of hydrogen in steels at low temperatures)// Phys.-chem. mechanics of materials. - Lviv. -1986.-№12.-10-13 p.
 10. Panasyuk V.V., Andreykiv A.E., Harin V.S. Model zrostantia trishchyn u deformovanykh metalakh pry dii vodniu (A model of crack growth in deformed metals under the influence of hydrogen)// Phys.-chem. mechanics of materials.-1987.-№2.-3-17 p.
 11. Shvachko V.I. Mikromekhanichni aspekty oborotnoi vodnoy krykhhkosti (Macromechanical aspects of reversible hydrogen embrittlement)// Phys.-chem. mechanics of materials. -2000.- No. 4.-36-40 p.
 12. Makarenko V.D., Kryzhanivskiy E.I., Chernov V.Yu. Problemy koroziiinoi stiiikosti promyslovnykh truboprovodiv (Problems of corrosion resistance of industrial pipelines// Oil and gas industry). -2002.-№6.-42-44p
 13. Samoilenko M.I. Funktsionalna nadiinist truboprovodnykh transportnykh system (Functional reliability of pipeline transport systems)// Kharkiv: KhNAMP. – 2009.-184 p.
 14. Nasonina N.G., Antonenko S.E. Analiz poskodzhennosti vodoprovodnykh i kanalizatsiinykh mrezezh (Damage analysis of water supply and sewage networks// Modern industrial and civil construction) -2019.-Vol.15.-No.1.- 23-34 p.
 15. Makarenko V.D., Gots V.I., Argatenko T.V. etc. Doslidzhennia avariinykh truboprovodiv// Problemy vodopostachannia, vodovidvedennia ta hidravliky (Research of emergency pipelines// Problems of water supply, drainage and hydraulics)//vol. 42. -2023.- 49-58 p.
 16. Brydu A., Lafrance M., Provu I. Rozrobka novykh sortiv stali z pidvyshchenyimi kharakterystykamy dlia transportuvannia kysloho hazu ta nafty (Development of new grades of steel with increased characteristics for the transport of sour gas and oil)// Neftegaz-France – Yuzychor Asye, 1986. -19 p.
 17. A.I. Radkevich, R.K. Melekhov, Y.I. Spektor, R.V. Yatsenko Doslidzhennia vitchyznianskykh ta zarubizhnykh nyzkolehovanykh sirkovodoroldostiikykh stalei dlia naftohazoprovodnoho obladdannia (Research of domestic and foreign low-alloy hydrogen sulfide-resistant steels for oil and gas pipeline equipment) // Mezhotraslevaya nauch-conf. Structural steel - progressive production processes and efficiency of application. Dnipropetrovsk, 1995. - 58-59 p.
 18. Vasylenko I.I., Shulte O.Yu., Radkevich O.I. Vplyv khimichnoho skladu i tekhnologii vyrobnystva stalei na yikh chutlyvist do vodnevoho trishchyno utvorennia ta sirkovodnevoho koroziiinoho roztriskuvannia (The influence of the chemical composition and production technology of steels on their sensitivity to hydrogen cracking and hydrogen sulfide corrosion cracking)// Physic-chemical mechanics of materials. -1990.-№4.-8-22 p.
 19. O. Chaplya, O. Radkevich, O. Pyasetskyi, Ya. Cpektor Porivnialnyi analiz koroziiino-mekhanichnykh vlastyvoستي vitchyzniansoi trubnoi stali 20YuCh z inozemnyimi analogami (Comparative analysis of corrosion-mechanical properties of domestic pipe steel 20XX with foreign analogues) //Mashinoznavstvo. -1999.-№8.- 52-56p
 20. O. Radkevich, G. Chumalo, I. Dominyuk and others. Osnovni zakonirnosti navodniuvannia ta poverkhnovoho pukhyrinnia trubnoi stali v sirkovodnevnykh seredovyshchakh (Basic regularities of waterlogging and surface blistering of pipe steel in hydrogen sulfide environments) // Phys.-chem. mechanics of materials. - 2004. - Special. issue No. 4, vol. 1. - 446-449 p.
 21. Tyson W.R. Vodnevy okrykhhennia ta vodnevy dyslokatsiiny vzaiemodii (Hydrogen Embrittlement and Hydrogen Dislocation Interactions) // Corrosion. - 1980. Vol. 36, No. 8. -441-443 p.
 22. YuYa Meshkov. Fizychni osnovy ruinuvannia stalevykh konstruksii (Physical foundations of the destruction of steel structures)// Kyiv Scientific opinion 1981 – 265 p.
 23. Ford F.P. Korozine roztriskuvannia pid napruhoiu v rozvytku korozii (Stress Corrosion Cracking in Advances in Corrosions) Science -I, Ed., R.N.Parkins, Applied Science Publishers, 2002.
 24. Kawakubo T, Hisida M. Rozrakhunok pryskorenogo navkolyshnim seredovyshchem rostu trishchyny dlia neirzhaviiuchoi stali u vodi vysokoi temperatury na osnovi mekhaniky pruzhno-plastychnoho ruinuvannia (Calculation of environmentally accelerated crack growth for stainless steel in high-temperature water based on elastic-plastic fracture mechanics)//Journal of Engineering Materials and Technology, 1995, Vol.107, 240-245p
 25. Makarenko V.D. Eksperymentalni vyprovuvannia truboprovodiv (Experimental tests of pipelines)//Nizhyn: Mykola Gogol State University, 2020.-543 p.
 26. Makarenko V.D., Stognii O.V., Gots V.I. etc. Polihonni vyprovuvannia hazoprovodiv (Polygon tests of gas pipelines) Monograph// Nizhin: NSU named after M. Gogol. -2023. - 160 p.

Стаття надійшла 19.08.2023

Makarenko V.D., Voitovych O.A., Makarenko Y.V., Savenko V.I., Vynnykov Yu.L.

COMPREHENSIVE ANALYSIS OF THE PERFORMANCE OF WELDING JOINTS OF GAS PIPELINES WITH DIFFERENT VISCOSITIES

Full-scale tests of gas pipelines with different viscosities were carried out in landfill conditions, which are as close as possible to the natural conditions of operation of gas pipelines. The kinetics of crack propagation along welded joints - their trajectory, the transition from the weld seam to the base metal of the pipe and vice versa, the speed of movement of cracks in viscous and brittle metal and defined zones of plastic deformation - were experimentally investigated. It is known that tests on Menaget, Charpy and other samples, which have thicknesses that do not correspond to the thickness of the pipe walls, do not reflect the real picture of visco-plastic and brittle fractures, which does not allow to develop a

methodology or model for predicting the final resource (non-accident) of long-term gas pipelines period of operation. At the same time, theoretical and laboratory researches do not always adequately answer the questions directly related to ensuring the durability and trouble-free operation of pipelines. It is likely that in the laboratory conditions of enterprises or scientific institutions it is difficult to reproduce and take into account all the factors that characterize the growth and spread of destruction in a real operating gas pipeline. Therefore, the data of laboratory studies must be checked and necessarily clarified according to the results of pneumatic tests of long pipe sections, i.e., at present, the need to combine laboratory and field tests of pipes of the gas pipeline network is urgently needed. Such tests are not massive, but as a result of their performance, important information is obtained regarding the behavior and properties of the metal in the conditions of loading and operation, which are closest to operational conditions. In field tests, pipes with a diameter of 1000x18 mm were used, which underwent controlled rolling (steel class X70 - grade 06G2BA) at a working pressure of $RR = 9.7$ MPa (in the northern - low-temperature version). Tensile tests, studies of impact toughness, strength and plasticity of the weld metal were carried out according to standard methods described in works [2-5]. During the experiments, a large number of sensors of temperature, pressure, strain, stress, crack propagation speed, etc. were used. The obtained results regarding the kinetics of the destruction of natural pipes in landfill conditions lay the groundwork for the development of a mathematical model of the engineering forecast of the residual (non-accident) resource of pipelines operating in oil and gas fields.

Key words: pipe, deformation, crack, plastic zone, polygon.

УДК 669.14:620.191.33

Макаренко В.Д., Войтович О.А., Макаренко Ю.В., Савенко В.І., Винников Ю.Л. **Комплексний аналіз працездатності зварювальних з'єднань труб газопроводів з різною в'язкістю** // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 276-283.
Табл. 2. Іл. 50. Бібліогр. 26 назв.

UDC 669.14:620.191.33

Makarenko V.D., Voitovych O.A., Makarenko Y.V., Savenko V.I., Vynnykov Yu.L. Comprehensive analysis of the performance of welding joints of gas pipelines with different viscosities // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 276-283.
Table 2. Fig. 5. Ref. 26.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор Херсонський національний технічний університет Макаренко Валерій Дмитрович
Тел.: +38(066) 747-67-90
E-mail: green555tree@gmail.com
ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-9178-9657>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): канд. техн. наук, професор, Войтович Ольга. Херсонський національний технічний університет, Україна.
Тел.: +38(066)-747-67-90
E-mail: olgavoytovich@ukr.net
ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-0510-4362>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): магістерка університету Манітоби (м. Вінніпег, Канада) Макаренко Юлія Валеріївна
Тел.: +38(066) 747-67-90
E-mail: green555tree@gmail.com

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор кафедри організації і управління будівництвом Київського національного університету будівництва і архітектури Савенко Володимир Іванович
Адреса робоча: 03037, Україна, м. Київ, просп. Повітрофлотський, 31, Київський національний університет будівництва і архітектури
Тел.: +38(097)-970-66-59
E-mail: savenkoknuba@gmail.com
ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1490-6730>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Україна, Винников Ю.Л.
Тел.: +38(099) 292-96-94
E-mail: savenkoknuba@gmail.com

UDC 69.057

DESIGN CALCULATIONS AND STUDY OF THE ASSEMBLY AND TECHNOLOGICAL INDICATORS OF COATING'S CONSOLIDATED STRUCTURAL BLOCKS

G.M. Tonkacheev,
Doctor of Technical Science

G.M. Ivanchenko,
Doctor of Technical Science

V.P. Rashkivskiy,
Candidate of Technical Science

A.A. Kozak,
Candidate of Technical Science

I.S. Nesterenko,
Candidate of Technical Science

*Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitroflotsky ave., Kyiv, Ukraine, 03680*

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.284-295

The article considers and implements the calculation model of the system using the design and calculation complex LIRA. The features of load perception and their rational distribution between structural elements are analyzed. The stress-strain state is calculated, taking into account the subsequent installation of the structure. The approach to determining the labor-intensiveness and duration of consolidation processes during the installation of structural blocks of the covering, which is caused by atypical structural and technological solutions, is considered.

Modern approaches to the process of consolidation of structural blocks of coatings are analyzed. The use of load-lifting assembly modules is proposed to reduce the specific share of the use of heavy crane equipment at the construction site. The method of installation of a structural coating with the use of heavy crane equipment and load-lifting installation modules is compared.

Keywords: calculation of structures, stressed-deformed state, consolidation of structural blocks of the coating, technological process, lifting and assembly module, metal structure, labor intensity.

1. Introduction

In recent years, the problem of designing and building structures for temporary accommodation of people, organization of logistics hubs, functioning of command centers, etc. has become urgent. The process of erecting such structures is very limited in time, and resources are limited. Most often, buildings of light metal structures with spans of 18...36 m are erected for this purpose. However, taking into account the wide range of existing means of mechanization, as well as the creation of new ones, the task arises of calculating the stress-strain state of structures and developing new erection technologies, determining their indicators and taking them into account during design. At the same time, approaches to the technology of installation/dismantling of buildings are reviewed.

To the questions of research by technological of installation/dismantling of buildings are described in the works [1, 8, 9, 12, 13]. A review of complex technological systems considered as part of the process of erecting building structures and the indicators of these systems are given in the works [3-10].

2. Research analysis

In accordance with the design task, the constructions are calculated.

This article calculates the stress-strain state of structures in the LIRA software complex, taking into account subsequent assembly (fig. 1-3). The frame is calculated in accordance with:

- DBN V.2.6-198:2014 "Steel structures. Design standards" [14],
- DBN V.1.2-2:2006 "Loads and impacts. Design norms" [15],

- DBN V. 1.2-2:2006 System for ensuring the reliability and safety of construction objects. Loads and influences. Design norms [16],
- DSTU B V.1.2-3:2006 - Deflections and displacements of design requirements [17].

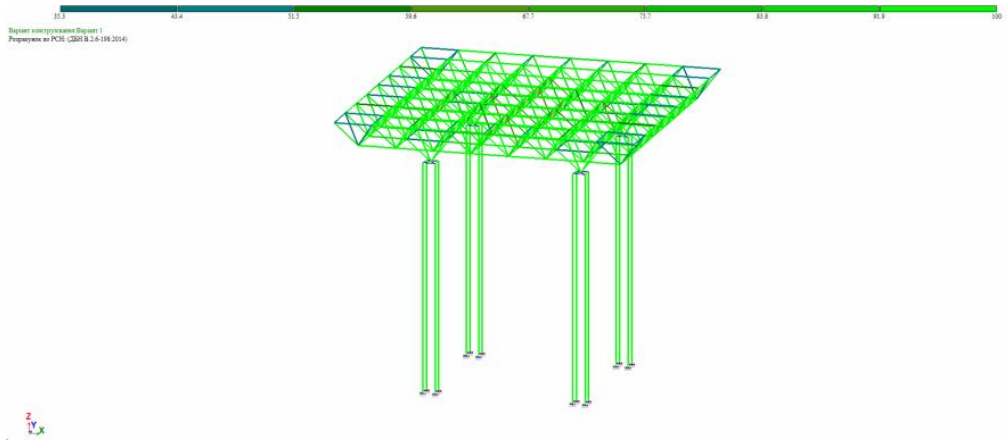


Fig 1. Verification according to the I limit state

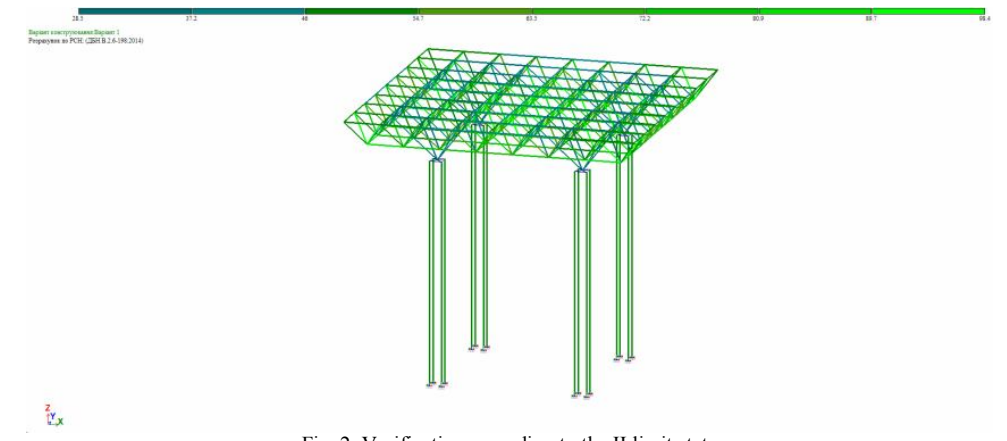


Fig. 2. Verification according to the II limit state

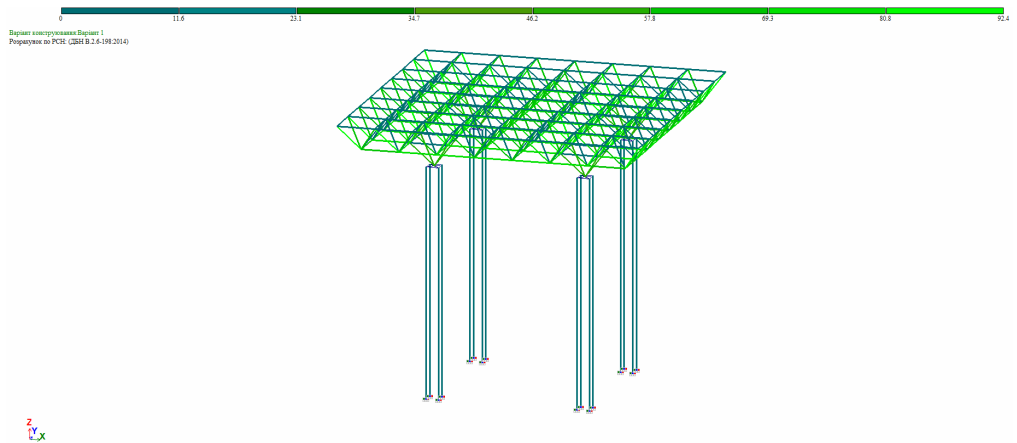


Fig. 3. Verification local stability

The main requirements for technologies are the speed of assembly while maintaining a high level of reliability and accuracy. Technologies with forced methods of lifting and installing structures and structural blocks of the covering are considered the most relevant for this [2] (Fig. 4).

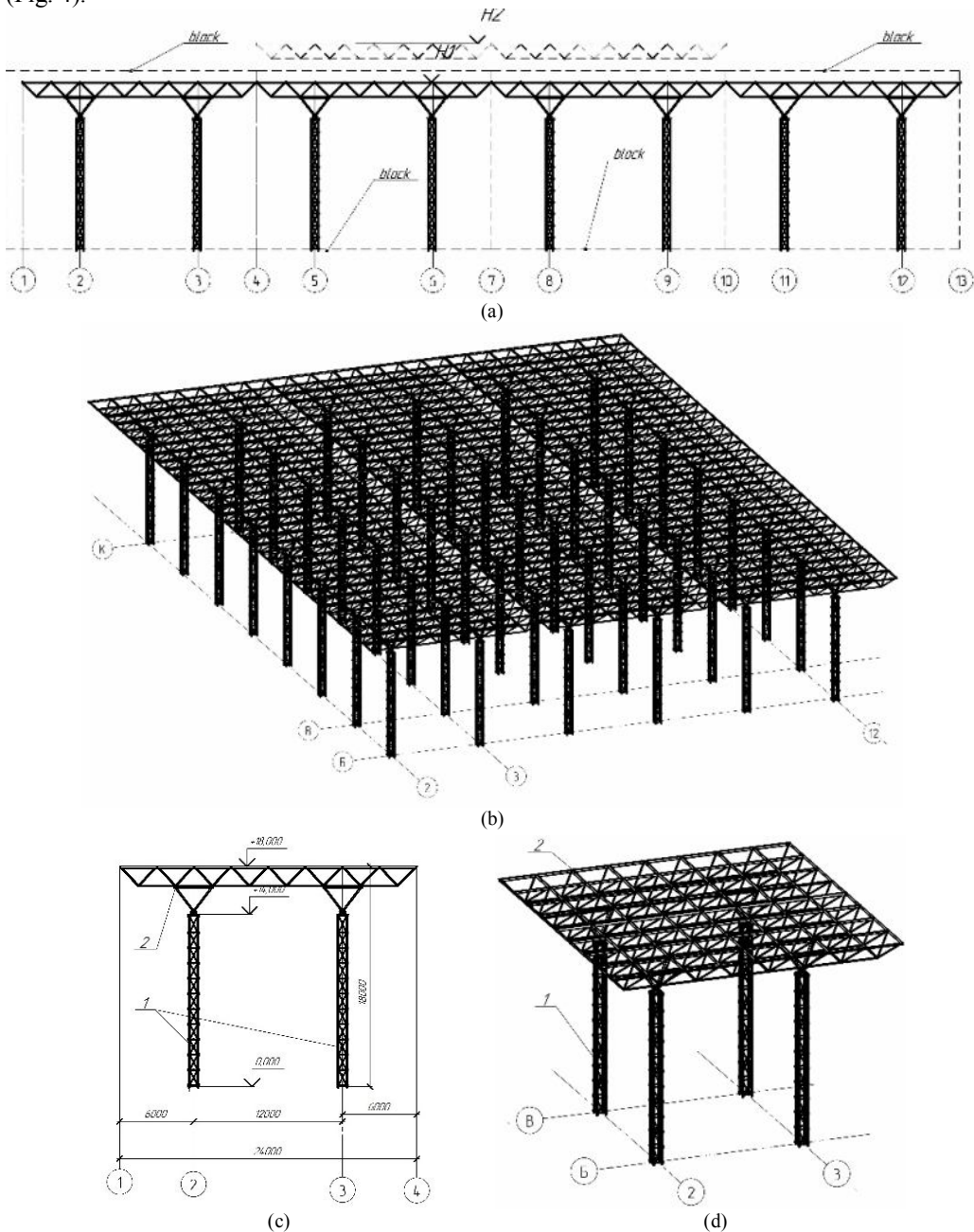


Fig. 4. General view of structural coating: (a) – frontal view of structural coating ; (b) – isometric view; (c) – frontal view of block 24x15 m; (d) – isometric view of block 24x15 m: 1 – the column; 2 – coating

In order to shorten the installation time of multi-span structures, as a rule, consolidation of the building elements directly on the site by specialized assembly teams is used. The process of consolidation of structural blocks of the coating can take place on special platforms, on mobile

stands or on assembly lines (Fig. 5). For the structural block coating technology of installation using cranes, the zones for consolidation of the structural coating blocks are placed close to the installation locations. These areas must be within the range of the cranes. To lift the structural covering without using of heavy cranes, reinforcements are usually performed on the ground in the plan of the axes of the supporting structures.

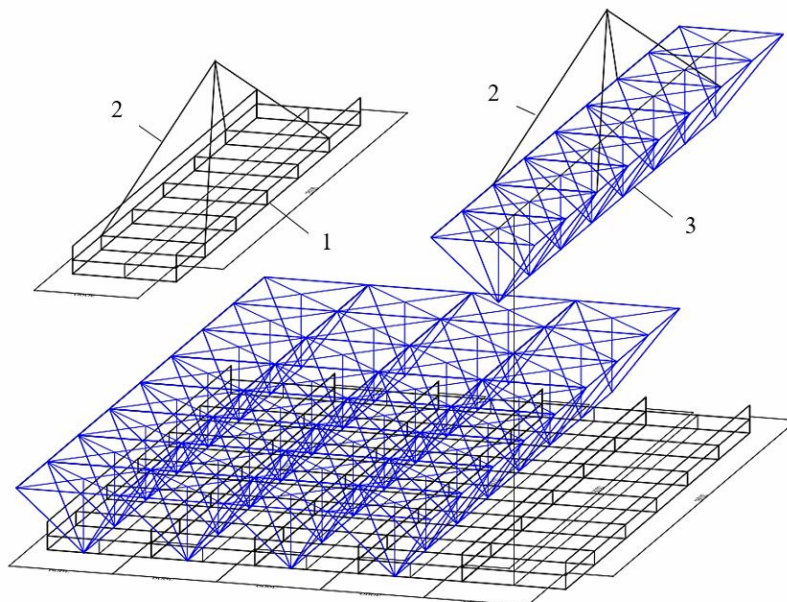


Fig. 5. Scheme of consolidation of the structural blocks of the coating 15 x 24 m:
1 – assembly stand block; 2 – sling; 3 – the starting mark of the structural blocks of the coating

For the basic version, the columns are first mounted (columns with a height of 12 m are used for the analysis), so it is not possible to carry out consolidation in the area of the columns. The stands are placed next to each other in the working area of the crane. According to the accepted installation scheme, a crane with increased load capacity is needed. The LTM 1090 crane (Fig. 6) was conditionally accepted for the analysis. The weight of the covering block with corrugated board and part of the equipment for the example is 12 tons, the reach of the crane boom is 16 m, the lifting height of the crane hook is 24 m. With such parameters, the crane's carrying capacity is 12,5 tons [1].

The comparison of options involves the inclusion in consideration of the processes of installation of columns (build-up), installation of stands, consolidation of blocks, installation (lifting) of blocks and installation and movement of a crane or assembly lifting and gathering modules.

Structural blocks of the covering includes the process of installing assembly stands and consolidation. The labor intensity and duration of these processes depend on the size of the outgoing stamps. Since the production of structural elements at the factory is a robotic process, it is advisable to make the initial stamps as large as possible in size. Depending on the restrictions of highways [12], the following dimensions of the starting mark are adopted for the structures: length – 24 m, width – 3,0 m, height – 2,12 m. The number of starting marks per block is 5 pieces. In addition, four more starting marks of the supporting pyramids are added. For the assembly of all brands in the block, rods are supplied in bulk in the amount of 32 pcs. The starting mark of the collection stand has a length of 21 m, a width of 3,0 m and a height of 0,5 m. The number of starting marks of the stands is 5 pcs.

A mobile crane with a lower load capacity is required for the installation of stands and consolidation of structural blocks of the covering. The maximum load weight of this process is 2,0 tons, so a truck crane with a load capacity of up to 16 tons is sufficient.

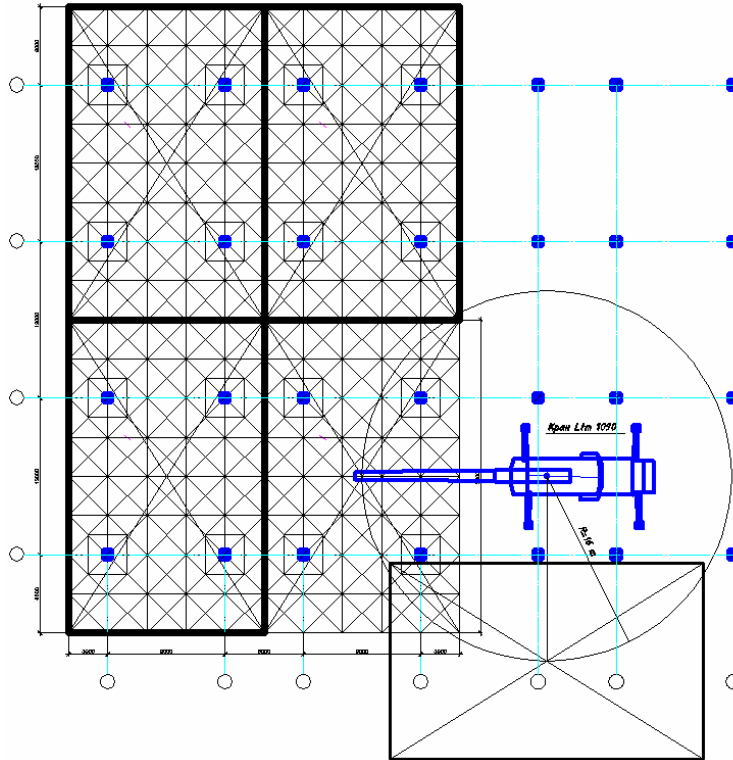


Fig. 6. Scheme of consolidation and installation of the structural blocks of the covering 15×24 m according to the basic version

The labor intensity and duration of consolidation of structural blocks of the covering are also found using the method of integer normalization (tables 1, 2).

Table 1

The matrix for calculating the parameters of the installation process of assembly stands

Actions, W_i	Number of actions by level of responsibility, r_j					T_h , min	Number of performers N_p , human	Labor costs Θ , human- min
	1	2	3	4	5			
$W_{4.1}$		5				10	4	40
$W_{4.2}$			5			15	4	60
$W_{4.3}$			5			15	4	60
$W_{4.4}$	5					5	4	20
$W_{4.5}$		5				10	3	30
$W_{4.6}$				5		16	3	48
$W_{4.7}$		5				10	3	30
$W_{4.8}$					1	5	2	10
Results:						76		298

The structure of the installation process of folding stands is similar to the structure of the installation process of columns, but does not require additional installation equipment for temporary fixing and calibration:

$W_{4.1}$ – transition of performers to a new work area;

- $W_{4,2}$ – workplace preparation;
 $W_{4,3}$ – feeding the crane hook and slinging the structure;
 $W_{4,4}$ – lifting and feeding the structure to the installation area;
 $W_{4,5}$ – guidance of the structure when entering the landing area and landing on sleepers;
 $W_{4,6}$ – verification and final fixation of the initial stamps;
 $W_{4,7}$ – removal of sling grabs;
 $W_{4,8}$ – acceptance quality control.

Table 2

Matrix for calculating the parameters of the structural blocks of the coating consolidation process

Actions, W_i	Number of actions by degree of responsibility, r_j					T_h , min	Number of performers N_p , people	Labor costs Θ , man- min
	1	2	3	4	5			
$W_{5,1}$	9					9	4	36
$W_{5,2}$			9			27	4	108
$W_{5,3}$			9	1		31	5	155
$W_{5,4}$		9			1	23	5	115
$W_{5,5}$			9			27	3	81
$W_{5,6}$			9			27	3	81
$W_{5,7}$					9	45	3	135
$W_{5,8}$			10			30	4	120
$W_{5,9}$			64			192	3	570
$W_{5,10}$			10			30	3	30
$W_{5,11}$					5	25	2	50
Results:						457		1481

Actions $W_{4,1}$, $W_{4,2}$, $W_{4,3}$ can be combined. T manpower of the assembly stand installation process is: $\Theta_h = 0,01667 \times 298 = 4,968$ man-hours and the duration of the process with a combination of actions is $T_h = 0,01667 \times 76 \times 1,12 = 1,42$ hours.

The structure of the consolidation process consists of the following actions:

- $W_{5,1}$ – transition of performers to a new work area;
 $W_{5,2}$ – workplace preparation;
 $W_{5,3}$ – feeding the crane hook and slinging the structure;
 $W_{5,4}$ – lifting and feeding the structure to the installation area;
 $W_{5,5}$ – guidance of the structure when entering the landing zone and landing;
 $W_{5,6}$ – temporary fixation of the sending stamp;
 $W_{5,7}$ – verification and final fixation of the initial stamps;
 $W_{5,8}$ – removal of sling grabs;
 $W_{5,9}$ – installation and fixing of individual rods of the structure;
 $W_{5,10}$ – raising the structural blocks of the coating to the height of the supporting structure (4.0 m);
 $W_{5,11}$ – acceptance quality control.

Actions $W_{5,1}$, $W_{5,2}$, $W_{5,3}$ can be combined. The complexity of the process of enlarging $\Theta_h = 0,01667 \times 1481 = 24,688$ man-hours.

The main process is the installation of the structural blocks of the covering unit. To carry out this process, it is necessary to separate the process of preparing workplaces, since it is related to height. To organize the placement of workplaces, and there are four of them, mechanized scaffolding of the pantograph type on self moving machines (carriage) should be used. The structure of the process is as follows:

- $W_{6,1}$ – entrance of mechanized scaffolding to parking lots;

$W_{6,2}$ – bringing the scaffolding to working condition;

$W_{6,3}$ – lowering and raising work platforms.

According to the method of integer rationing [13], the labor intensity of the process of preparing four workplaces is: $\Theta_h = 0,01667 \times 200 = 3,334$ man-hour and the duration of the process with a combination of actions is $T_h = 0,01667 \times 120 \times 1,12 = 2,24$ hours.

The structure of the process of lifting and installing the structural blocks of the coating consists of the following actions:

$W_{7,1}$ – supply of the crane hook and slinging of the structural blocks of the covering 24x15 m;

$W_{7,2}$ – preparation of column anchors;

$W_{7,3}$ – installation of spacers and supporting nuts;

$W_{7,4}$ – preparation of the structure for installation;

$W_{7,5}$ – lifting and feeding the structure to the installation area;

$W_{7,6}$ – guidance of the structure when entering the landing area;

$W_{7,7}$ – orientation and installation of the structural blocks of the covering on the anchor bolts;

$W_{7,8}$ – installation of nuts and rough fixing of the structural blocks of the covering;

$W_{7,9}$ – calibration and final fixation of the structural blocks of the covering unit;

$W_{7,10}$ – removing the sling grabs and returning the crane hook;

$W_{7,11}$ – acceptance control of the installation quality of the structural blocks of the covering.

To determine the labor-intensiveness and duration of the installation of the structural blocks of the covering, the scale of the duration of actions has been changed, since the process is carried out over long distances (Table 3).

Table 3

Matrix for calculating the parameters of the structural blocks of the covering installation process

Action s_i W_i	Number of actions by level of responsibility, r_j								Duration T_h , min	Number of performers N_p , people	Labor costs Θ , man-min
	1	2	3	4	5	6	7	8			
$W_{7,1}$						4			24	4	96
$W_{7,2}$						4			24	8	192
$W_{7,3}$				16					64	4	256
$W_{7,4}$					4				20	4	80
$W_{7,5}$						2			12	3	36
$W_{7,6}$							2		14	3	52
$W_{7,7}$								4	32	5	160
$W_{7,8}$				16					64	4	256
$W_{7,9}$					16				80	4	320
$W_{7,10}$		2			4				24	4	96
$W_{7,11}$								2	16	2	32
Results:									350		1576

Actions $W_{7,1}$, $W_{7,2}$, $W_{7,3}$ and $W_{7,4}$ can be combined. The complexity of the process of enlarging $\Theta_h = 0,01667 \times 1576 = 26,272$ man-hours.

According to the methodology [1], a schedule of the consolidation and installation of the structural blocks of the covering with preliminary installation of the columns according to the corresponding calculations was made (Table 4).

Table 4

Technological calculations of the process of setting up a frame with structural blocks of the covering (see Fig. 6)

Code process	Product volume		The rate of labor costs, man-hour	Time consumption rate, hours	Labor intensity of the process, man-hours	Duration of the process, hours
	Unit	Quantity				
TR1	1 parking lot	40	1,834	0,88	73,360	35,20
TR2	1 column	32	1,050	0,62	33,600	19,84
TR3	1 column	32	2,817	1,34	90,144	42,88
TR4	1 stand	8	4,968	1,42	39,744	11,36
TR5	1 block	8	24,688	8,53	197,506	68,26
TR6	4 works places	8	3,334	2,24	26,672	17,92
TR7	1 block	8	26,272	7,48	210,176	59,84
TR8	%	5			33,672	12,77

The general structure of the processes is as follows:

- TR1 – installation of a crane on parking lots;
- TR2 – unloading and dismantling of columns;
- TR3 – installation of columns;
- TR4 – installation of folding stands;
- TR5 – consolidation of SBP blocks;
- TR6 – preparation and maintenance of workplaces;
- TR7 – installation of SBP blocks;
- TR8 – other not taken into account processes (5%).

According to the results of calculations, with the technology of arranging eight pieces of structural blocks of the covering in separate cycles, the basic version (with a crane) has a lower labor intensity of the process by $1197,454 - 707,114 = 490,34$ man-hours, which is 41% as a percentage. The duration of the process according to the basic option is shorter by $282,67 - 268,07 = 14,6$ hours, which is 6% faster than according to the new option. The main factor is the number of lifting cycles. For 8 structural blocks of the covering, according to the basic version, the number of lifting cycles does not change (8 cycles), and according to the new version, it is possible to lift the covering in 8, 4, 2, and in one cycle. According to the results of the study of the influence of the dimensions of the assembly blocks, the following dependence was obtained (Table 5, Figs. 6, 7).

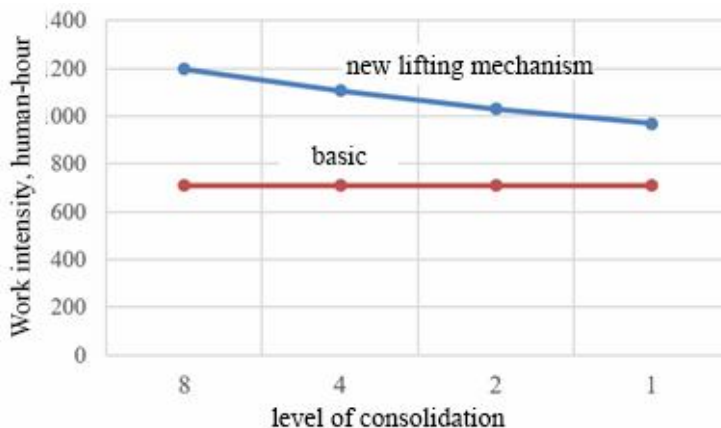


Fig. 7. Graphs of the dependence of the labor intensity of the frame arrangement with the basic and new version on the degree of consolidation of the structural coating

The total costs for the basic version are:
 Work intensity – 707,114 human-hours;
 Duration – 268,07 hours.

Table 5

Technological calculations of the frame installation process depending on the level of consolidation of the structural blocks of the covering

Code	Unit measurement	8 blocks		4 blocks		2 blocks		1 block	
		Θ_h , man-hours	T_h , hours	Θ_h , man-hours	T_h , hours	Θ_h , man-hours	T_h , hours	Θ_h , man-hours	T_h , hours
TR1	1 block	36,272	17.36	36,272	17.36	36,272	17.36	36,272	17.36
TR2	1 block	14,936	7.2	14,936	7.2	14,936	7.2	14,936	7.2
TR3	1 block	256	64	170,667	42.67	113,778	28.45	75,852	18.96
TR4	1 block	120,024	38,24	112,124	37.84	108,120	37,44	100,120	37.04
TR5	1 block	475.20	78,41	471.20	39,20	467.20	19.6	463.20	9.8
TR6	1 block	256	64	248	60	240	56	232	52
TR7	%	57,022	13.46	52.66	10,21	49,015	8.30	46,119	7,12
Together:		1197,454	282.67	1105,859	214.48	1029,321	174.35	968,449	149.48

According to the schedule, the labor intensity of the processes under the new option remains high according to basic option. Reduction in labor intensity by 5-10%, but the labor intensity of the basic version is 41-25% less.

This indicates that there is a need to improve the lifting assembly module through the use of robotics and the transition to automation of processes, which is real and possible for the proposed design.

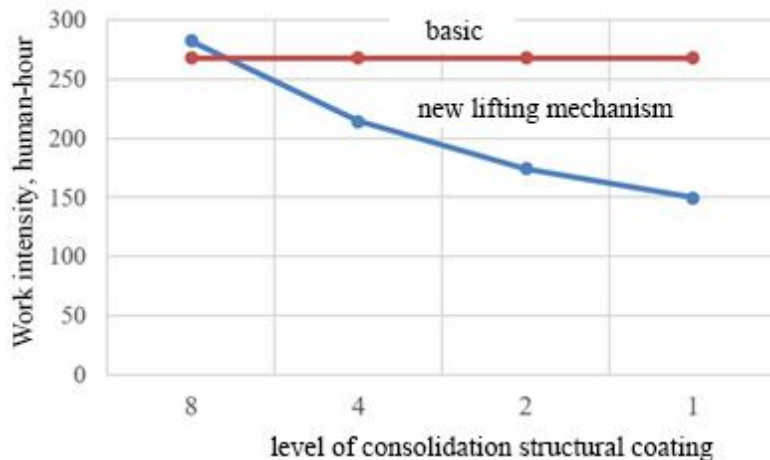


Fig. 8. Graphs of the dependence of the duration of the installation of the frame with the basic and new version on the degree of consolidation of the structural covering

According to the schedule, the duration of processes under the new option is significantly reduced in relation to the basic option. The reduction in duration occurs by 33-50%, and in relation to the basic version, the reduction in the completion time begins when moving to the consolidation stage of 4 blocks of 2 structural covering - by 20-40%.

3. Conclusions

1. According to the results of the conducted research, there was a need to develop a schematic diagram and a constructive solution of the lifting and collecting module. The lifting-collecting module is designed for lifting the structural blocks of the covering with the simultaneous building up of columns.

2. A study of the labor-intensiveness and duration of the installation processes of the structural blocks of the covering was carried out according to the options of crane and crane-less installation methods. To ensure the principle of comparability of options, the processes of column installation (building up), stand installation, block consolidation, block installation (lifting) and installation and movement of a crane or assembly lifting and collecting modules are included in the consideration. All calculations are based on the method of integer normalization. Based on the results of the study, all the components of the labor intensity and duration of the processes were determined, on the basis of which the schedules for the consolidation and installation of the structural blocks of the covering were built.

3. According to the schedule, the labor intensity of the processes under the new option remains high. in relation to the meringue version. Reduction in labor intensity by 5-10%, but the labor intensity of the basic version is still 41-25% less. This indicates that there is a need to improve the new mounting mechanism through the use of robotics and the transition to automation of processes, which is real and possible for the proposed construct.

4. The advantages of the new option become very significant when it comes to the rapid construction of temporary structures.

REFERENCES

1. Tonkacheev H. M., Sharapa S. P., Lepska L. A. (2020) Methodology vyvchennia budivelnnykh technology. Navch. pos. – K.: KNUCA. - 220 p.
2. Chernenko V.K., Ospyov O.F., Tonkacheev H.M., Romanushko E.H. (2011) Technology of installation of building structures Navch. pos. – K. - 368 p.
3. Sukach M.K., Ryzhakova L.M., Chernyshev D.O., Ivakhnenko I.S. (2020) Fundamentals of technology transfer : a textbook. 318. ISBN 978-617-7748-90-7 (in Ukrainian).
4. Khubka V.(1987) Theory tekhnicheskyykh system: Per. s nem.- M.: Myr , 1987. – 208 p.
5. Garnets V., Shalenko V., Maslyuk A. (2018) Methodology of creating machines. Practical work and tasks for the course work : teaching manual. 100. (in Ukrainian).
6. Nazarenko II, Berynk IM (2013) Basics of design and construction of machines and equipment of processing industries. Education manual. 544. (in Ukrainian).
7. Bunyn MV, Nychke VV, Bohomolov AA (1987) Efficiency and potential of construction machines. 160. (in Russian).
8. Kravets S. (1990) Basics of technical creativity in construction and reclamation engineering. 160. (in Russian)
9. Khmara LA, Shpylov AS, Butenko AA (2009) Technological equipment for the production of building materials. Teacher Allowance. 320. (in Russian).
10. Blokhin V.S., Malich M.H. (2006) Basic parameters of technological machines.. Ch2. 400. (in Ukrainian)
11. Tonkacheev H.M., Rashkivskiy V.P. (2009) Conductor for mounting columns. Patent of Ukraine No. 88730 U. Bul. No. 21, 10.11.2009.
12. Tonkacheiev H., Rashkivskiy V., Lepska L., Sharapa S. & Sobko Yu. (2022). Prerequisites for the creation of lifting and collecting technological module for the installation of structural blocks of the coating. AD ALTA: Journal of Interdisciplinary Research. Special issue No. 12/01/XXVII. The Czech Republic. 204–206. http://www.magnanimitas.cz/ADALTA/120127/papers/J_05.pdf
13. Tonkacheev HM Lepska L., Sharapa S. (2014) The system of substantiation of technological parameters of assembly equipment for limiting and fixing the structures being mounted Urban planning and territorial planning: call. of science pr. - K.: KNUCA, 2014. Issue 52. P. 418-426.
14. DBN V.2.6-198:2014 "Steel structures. Design standards".
15. DBN V.1.2-2:2006 "Loads and impacts. Design norms".
16. DBN V. 1.2-2-2006 System for ensuring the reliability and safety of construction objects. Loads and influences. Design norms.
17. DSTU B V.1.2-3:2006 - Deflections and displacements of design requirements.

Тонкачев Г.М., Іванченко Г.М., Рашківський В.П., Козак А.А., Нестеренко І.С.

РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ ТА ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ УКРУПНЕНОГО СКЛАДАННЯ СТРУКТУРНИХ БЛОКІВ ПОКРИТТЯ

У статті розроблено та реалізовано із застосуванням проектно-обчислювального комплексу LIRA розрахункова модель системи. Розміри і кількість SE моделі дозволяють коректно досліджувати НДС конструкції. Розглянуто підхід до визначення трудомісткості та тривалості процесів укрупнення при монтажі структурних блоків покриття, що зумовлено нетиповими конструкційними та технологічними рішеннями. Актуальністю даної роботи є потреба у якісному аналізі методів розрахунку параметрів технологічних процесів при синтезі рішень механізації монтажних процесів.

Проаналізовано сучасні підходи щодо процесу укрупнення структурних блоків покриттів. Запропоновано використання вантажопідійомних монтажних модулів для зменшення питомої частки використання важкої кранової техніки на будівельному об'єкті. Порівняно спосіб монтажу структурного покриття із застосуванням важкої кранової техніки та вантажопідійомних монтажних модулів.

Для забезпечення принципу порівняння варіантів до розгляду включені процеси монтажу колон, монтажу стелів, укрупнення блоків, монтажу блоків та встановлення і переміщення крану або монтажних підйомно-збиральних модулів. Всі розрахунки виконувалися у табличній формі відповідно до формули методики цілочислового нормування. За результатами дослідження визначені всі складові трудомісткості та тривалості процесів, на підставі яких побудовано графіки виконання процесів укрупнення і монтажу блоків СБП.

Ключові слова: розрахунок конструкцій, напружено-деформований стан, укрупнення структурних блоків покриття, технологічний процес, підйомно-збиральний модуль, металоконструкція, трудомісткість.

UDC 6 9.057

Тонкачев Г.М., Іванченко Г.М., Рашківський В.П., Козак А.А., Нестеренко І.С. **Проектні розрахунки та дослідження складально-технологічних показників укрупнених конструкційних блоків покриття** / Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 284-295. Табл. 5. Іл. 8. Бібліогр. 17 назв.

UDC 69.057

Tonkacheev G.M., Ivanchenko G.M., Rashkivskyi V.P., Kozak A.A., Nesterenko I.S. **Design calculations and study of the assembly and technological indicators of coating's consolidated structural blocks** // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&-Technical collected articles. – Kyiv: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 284-295. Tabl. 5. Fig. 8. Ref. 17.

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор кафедри будівельних технологій КНУБА, ТОНКАЧЕЄВ Геннадій Миколайович

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, КНУБА, кафедра будівельних технологій, ТОНКАЧЕЄВ Геннадій Миколайович

Робочий тел.: +38(044) 243-26-03

Мобільний тел.: +38(050) 922-84-13

E-mail: tonkacheiev.gm@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-6589-8822>

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки КНУБА, ІВАНЧЕНКО Григорій Михайлович

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, Іванченко Григорію Михайловичу

Робочий телефон +38(044)245-44-32

E-mail: ivgm61@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-1172-2845>

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки КНУБА, РАШКІВСЬКИЙ Володимир Павлович

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, Рашківському Володимир Павловичу

Робочий телефон +38(044)245-42-17

Мобільний тел.: +38(063) 6201992

E-mail: rashkivskyi.vp@knuba.edu.ua

ORCID ID: <http://orcid.org/0000-0002-5369-6676>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри будівельної механіки КНУБА, КОЗАК Андрій Анатолійович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури КОЗАКУ Андрію Анатолійовичу.

Робочий тел.: +38(044)248-3237

Мобільний тел.: +38(066) 1997036

E-mail: kozak.aa@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-3192-1430>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, НЕСТЕРЕНКО Ірина Сегіївна
Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Мобільний тел.: +38(067) 719 1918

Мобільний тел.: +38(067) 719 1918

E-mail: irnesterenko@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-9619-7471>

ЗМІСТ

<i>Chernyshev D.O., Pochka K.I., Korchova H.L., Krasyl'nyk Yu.S., Rudenko M.V.</i> Didactic aspects of the transformation of clip thinking in the context of teaching of construction mechanics	3
<i>Lizunov P.P., Pogorelova O.S., Postnikova T.G.</i> Selection of the optimal design for a vibro-impact nonlinear energy sink	13
<i>Солодей І.І., Петренко Е.Ю., Павленко В.М.</i> Особливості методів оцінки стійкості зсувних та зсувонебезпечних схилів	25
<i>Іванченко Г.М., Гетун Г.В., Безклубенко І.С., Соломін А.В., Постернак О.М.</i> Вплив вибухових навантажень на будівлі та споруди цивільного захисту населення	39
<i>Krivenko O.P., Lizunov P.P., Vorona Yu.V., Kalashnikov O.B.</i> Comparative analysis of the stability and natural vibrations of shallow panels under the action of thermomechanical loads	49
<i>Lukianchenko O.O., Geraschenko O.V., Kostina O.V., Paliy O.M.</i> Choice the shape imperfections model in dynamics problems of a long flexible cylindrical shell subjected to force couples	65
<i>Trach V.M., Podvorni A.V.</i> Stability of cylindrical anisotropic composite shells under torsion in a three-dimensional formulation	74
<i>Kotsiuruba V.I., Mykhailovskiy D.V., Cherevko R.M., Kamalov Y.V., Proshchyn I.V.</i> Simulation of flood inflammation due to destruction of hydrotechnical structures	87
<i>Іванченко Г.М., Кошевий О.О., Кошевий О.П.</i> Чисельне дослідження багатокритеріальної параметричної оптимізації переміщення і ваги двохзв'язної конусної оболонки мінімальної поверхні при термосиловому навантаженні	102
<i>Шугайло О.П., Білик С.І.</i> Оцінка безпеки сталевих конструкцій енергоблоків атомних станцій з урахуванням особливих умов їх експлуатації	113
<i>Гензерський Ю.В., Барабаш М.С., Трусов І.О., Первушова Л.Ф.</i> Методика оцінки сейсмостійкості будівельних конструкцій та споруд атомних електростанцій в ПК Ліра САПР	125
<i>Maksymyuk Yu.V., Andriievskiy V.P., Martyniuk I.Yu., Maksymyuk O.V.</i> Analysis of structures with arbitrary kinematic boundary conditions by the semi-analytical finite element method	140
<i>Гайдайчук В.В., Котенко К.Е., Мамедов А.М.</i> Дослідження динаміки тришарової оболонкової структури еліптичного перетину при нестационарному динамічному навантаженні	147
<i>Mykhailovskiy D.V., Skliarov I.O.</i> Methods of calculation and engineering protection of critical infrastructure objects and other strategic facilities against long-range projectiles	155

<i>Kovrova V.O., Volkova V.E.</i> Analysis of the influence of different soil types on the natural frequencies of multi-storey reinforced concrete buildings	172
<i>Волощенко О.І., Косенко В.С., Ковбаса О.Ю., Черних І.В., Капля І.О.</i> Методичний підхід щодо визначення стійкості конструкцій покриття польових фортифікаційних споруд до ударно-вибухової дії сучасної ракетної зброї	178
<i>Бельмас І.В., Білоус О.І., Таниура Г.І., Пузирецький І.С., Шабля О.І.</i> Визначення напружено-деформованого стану олівця правлення шліфувального круга	188
<i>Солодей І.І., Стригун Р.Л., Шовківська В.В., Миронченко А.О.</i> Особливості визначення внутрішніх зусиль в базових скінченних елементах НМСЕ	198
<i>Єгоров Є.А., Кучеренко О.Є.</i> Комп'ютерне моделювання тонкостінних оболонкових структур з геометричними недосконалотями	205
<i>Неміш В.М., Чернописький Д.Г.</i> Вплив неканонічної форми граничних і контактних поверхонь, близьких до сферичних, на напружений стан товстих оболонок обертання під дією тиску	214
<i>Loveikin V.S., Romasevich Yu.O., Spodoba O.O., Loveykin A.V., Pochka K.I.</i> Optimization of the mode of movement of the boom system of the loader crane	223
<i>Макаренко В.Д., Винников Ю.Л., Макаренко Ю.В., Чигиринець О.Є., Ткаченко С.М., Савенко В.І.</i> Швидкість деформування металу зварних секцій труб в процесі натурних випробувань	237
<i>Ostapenko R.M., Kara I.D.</i> The Dynamic Analysis of Fixed Deep-Water Platform	245
<i>Ісаєв О.П., Бондар С.А., Медведський Ю.В., Чуланов П.О., Циколенко О.В.</i> Моніторинг споруд з несучими елементами у вигляді довгих вертикальних стрижнів	251
<i>Rashkivskiy V.P., Fedyshyn B.M.</i> Development of a parametric model of the spatially oriented knife on the bulldozer blade	263
<i>Макаренко В.Д., Войтович О.А., Макаренко Ю.В., Савенко В.І., Винников Ю.Л.</i> Комплексний аналіз працездатності зварювальних з'єднань труб газопроводів з різною в'язкістю	276
<i>Tonkacheev G.M., Ivanchenko G.M., Rashkivskiy V.P., Kozak A.A., Nesterenko I.S.</i> Design calculations and study of the assembly and technological indicators of coating's consolidated structural blocks	284

Науково-технічний збірник

ОПР МАТЕРІАЛІВ І ТЕОРІЯ СПОРУД

STRENGTH OF MATERIALS AND THEORY OF STRUCTURES

Scientific-and-technical collected articles

Випуск 111

Головний редактор П.П. Лізунов

Підп. до друку 24.11.23. Формат 60x90 ¹/₁₆. Папір друк №1.

Друк офсетний. Умовн. друк. арк.

Тираж 100.

КНУБА

м. Київ, Повітрофлотський пр., 31. 03037
