



ISSN 2410-2547

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОПР МАТЕРІАЛІВ І ТЕОРІЯ СПОРУД

STRENGTH OF MATERIALS AND THEORY OF STRUCTURES

Науково-технічний збірник
Scientific-and-technica collected articles

Випуск 97

Заснований у 1965 р.

КИЇВ 2016

УДК 539.3/6
ББК 30.121+38.112
О-61

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

Редакційна колегія:

П.В. Алявдін, д-р техн. наук (Польща)
Ю. Аткичунас, д-р техн. наук (Литва)
О.М. Белостоцький, д-р техн. наук (Росія)
І. Елішаков, д-р техн. наук (США)
С.Н. Кривошапко, д-р техн. наук (Росія)
С.Ю. Фіалко, д-р техн. наук (Польща)
Чан Дик Тінг, д-р техн. наук (В'єтнам)
Л.М. Лобанов, д-р техн. наук, академік
НАН України

А.В. Перельмутер, д-р техн. наук
Ю.В. Верюжський, д-р техн. наук
О.Ф. Дащенко, д-р техн. наук
П.В. Ясній, д-р техн. наук
В.В. Гайдайчук, д-р техн. наук
Г.М. Іванченко, д-р техн. наук
П.П. Лізунов, д-р техн. наук
І.І. Солодей, д-р техн. наук

Рекомендовано до випуску Вченою радою Київського національного університету будівництва і архітектури 9 грудня 2016 р. (протокол №50).

Опір матеріалів і теорія споруд: Науково-технічний збірник. – Вип. 97 / Голов. ред. В.А. Баженов. –К.: КНУБА, 2016. – 228 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 на ЕОМ; 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/>
Адреса редакційної колегії:
КНУБА, Повітрофлотський пр., 31.
м. Київ, 03037
Тел.: (044) 248-3040
E-mail: omtc@knuba.edu.ua

УДК 539.3/6
ББК 30.121+38.112
О-61
© КНУБА, 2016

UDC 539.3

“NONLINEAR DYNAMICS - 2016” CONFERENCE**V.A. Bazhenov¹**

Doctor of Technical Sciences, Professor, Academician of the Ukraine National Academy of Pedagogical Sciences

O.S. Pogorelova¹

Candidate of Physico-mathematical Sciences, Senior Research Officer, Senior Research Officer

T.G. Postnikova¹

Candidate of Engineering Sciences, Senior Research Officer, Senior Research Officer

¹*Kyiv National University of Construction and Architecture*

There is short description of problem state on nonlinear dynamics in this paper. Information about some contemporary journals and recent Conferences on this subject is given. Information about 5th International Conference on Nonlinear Dynamics which was holding in National Technical University “Kharkov Polytechnic Institute” in September 2016 and impression about it are presented.

The questions that were discussed at this conference are in domain of our special interests. Dynamic behaviour of non-smooth systems with discontinuous right-hand side is the main contemporary question. Many new phenomena unique to non-smooth systems are observed under variation of system parameters. Such nonlinear problems are arising in many different domains of science and engineering, for example in mechanics, physics, radio technique, biology, chemistry, economics, ecology, sociology, and so on. The investigations of nonlinear dynamics problems in general and very complex phenomenon of chaos in particular were begun quite recently – only in the end of 20-th century.

Vibroimpact system is one example of nonlinear systems. It is strongly nonlinear non-smooth discontinuous system because the set of its motion differential equations contains the discontinuous right-hand side. The bifurcations of different kind occur in vibroimpact system under system parameter variation. The bifurcation analysis execution and the bifurcation diagrams building allow to find and to distinguish the safe, explosive, and dangerous bifurcations in dissipative dynamical systems. In systems with discontinuous right-hand side the discontinuous bifurcation can occur when system parameter is varying. Discontinuous bifurcations that occur in non-smooth vibroimpact systems are dangerous ones. At 5th International Conference on nonlinear dynamics (ND-KhPI2016, Kharkiv, Ukraine) we presented the talk entitled “Discontinuous Bifurcations under 2-DOF Vibroimpact System Moving“. We offered numerical analysis by parameter continuation method of vibroimpact system dynamic behaviour. We simulated impact by nonlinear contact force according to Hertz’s contact law. In such way we have obtained the possibility to find the motion law along the whole timebase including the impact phase, to determine the impact duration and to find the contact impact forces. We have found dangerous discontinuous bifurcations and have observed phenomena unique for non-smooth systems with discontinuous right-hand side. We have observed the fold dangerous bifurcation in our vibroimpact system.

Keywords: nonlinear dynamics, conference, vibroimpact system, discontinuous bifurcation.

1. Introduction

It is known that nonlinear problems are arising in many different domains of science and engineering. It has been recognized that nonlinear dynamics are ubiquitous in many natural and engineering systems such as occur in plasmas,

fluids, optical systems, solid-state devices, etc. For example they are the systems with mechanical impacts, stick-slip motion from friction, electronic switches, hybrid dynamics in control, and genetic networks [1-7]. Many new phenomena unique to non-smooth systems are observed under variation of system parameters. Jumps and switches in a system's state represent the grossest form of nonlinearity. Recently the investigations of such systems are developed rapidly. But today it has become clear that many aspects of dynamical behavior of non-smooth systems aren't investigated and understood. Especially systems with impacts are of the particular interest for scientists. Under variation of system parameters a nonlinear system can often exhibit catastrophic bifurcations that destroy the desirable system state.

Many scientists are working over the nonlinear problems. The monographs are publishing in whole world [8-12].

There are many journals on nonlinear dynamics problems, for example:

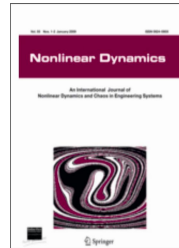
An International Journal of Nonlinear Dynamics and Chaos in Engineering Systems.

Ali H. Nayfeh (Editor-in-Chief)

2015 Impact Factor 3.00

Publisher Springer Netherlands

<http://link.springer.com/journal/11071>



Journal of Applied Nonlinear Dynamics

J. A. Tenreiro Machado (Editor)

Albert C.J. Luo (Editor)

L&H Scientific Publishing

<https://www.lhscientificpublishing.com/Journals/JAND-Default.aspx>



Journal Discontinuity, Nonlinearity, and Complexity

Valentin Afraimovich (Editor),

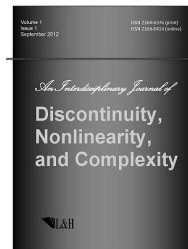
Xavier Leoncini (Editor),

Lev Ostrovsky (Editor),

Dimitry Volchenkov (Editor)

L&H Scientific Publishing

<https://www.lhscientificpublishing.com/>



Journals/JAND-Default.aspx

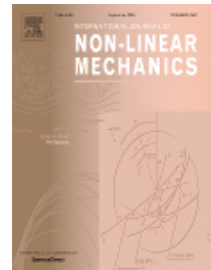
International Journal of Non-Linear Mechanics

P.D. Spanos (Editor-in-Chief)

2015 Impact Factor 1.920

Publisher Springer Netherlands

<http://www.journals.elsevier.com/international-journal-of-non-linear-mechanics>

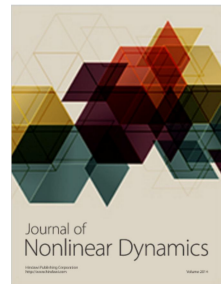


Journal of Nonlinear Dynamics

Mohamed Belhaq (Editor)

Publisher: Hindawi

<https://www.hindawi.com/journals/jndy/>



International Journal of Bifurcation and Chaos in Applied Sciences and Engineering

L.O. Chua (Honorary Editor-in-Chief),

Guanrong (Ron) Chen (Editor-in-Chief)

World Scientific Publishing Co Pte Ltd

<http://www.worldscientific.com/doi/abs/10.1142/S0218127415300013>



Applied Mathematics and Nonlinear Sciences

Juan L.G. Guirao (Editor-in-Chief),

UP4, Institute of Sciences, S.L.

http://journals.up4sciences.org/applied_mathematics_and_nonlinear_sciences.html



The numerous conferences and symposiums are holding in different countries, for example:

International Conference on Nonlinear Dynamics Complexity.



XVIII International Symposium "Dynamics of Vibroimpact (strong nonlinear) Systems" dedicated to Prof. Aron Kobrinskiy's 100th anniversary took place in Russia in May, 2015.

The third International Conference on Structural Nonlinear Dynamics and Diagnosis.



The next International Conference on Structural Nonlinear Dynamics and Diagnosis will be held in Tangier, Morocco, in June, 2018.

International Conference **"Perspectives in Nonlinear Dynamics"** took place in Berlin in July, 2016.



The tenth Conference on Nonlinear Systems and Dynamics will be held in December, 2016 at Indian Institute of Science Education and Research, Kolkata.



ENOC 2017, 9th European Nonlinear Dynamics Conference will be starting in June, 2017 at the Budapest University of Technology and Economics.



Of course there are many scientific articles at this topic, for example [1-7, 13-18].

Vibroimpact system is one example of nonlinear systems. It is strongly nonlinear non-smooth discontinuous system because the set of its motion differential equations contains the discontinuous right-hand side. At present vibroimpact machines and equipment are often encountered in many engineering practice applications. Therefore their dynamic behaviour is studied very intensively now. Big attention is paid to investigate stability in systems with impacts, periodic motions, bifurcations, singularities at vibroimpact dynamics. The bifurcations of different kind occur in vibroimpact system under system parameter variation. The bifurcation analysis execution and the bifurcation diagrams building allow to find and to distinguish the safe, explosive, and dangerous bifurcations in dissipative dynamical systems. In systems with discontinuous right-hand side the discontinuous bifurcation can occur when system parameter is varying. Discontinuous bifurcations that occur in non-smooth vibroimpact systems are dangerous ones. They are hard bifurcations. Just hard bifurcations can portend the crisis and catastrophe [16–18]. A crisis is a sudden discontinuous change in a chaotic attractor as a system parameter is varied. The crisis can be considered as a catastrophe that one endeavours to avoid. Catastrophic events can occur in different form in various kinds of nature, physics and mechanic systems. After the crisis the system state is quite different from that one before the crisis. If the nonlinear dynamical system state before the crisis is normal and desirable then the state after the crisis may be undesirable or destructive. The hard bifurcations were the subject of Catastrophe theory. Catastrophe theory was introduced in 1960s by the renowned Field Medal mathematician Rene Thom as a part the general theory of local singularities. Since then it has found applications across many areas, including biology, economics, and chemical kinetics. By investigations the phenomena of bifurcation and chaos, Catastrophe theory proved to be fundamental to the understanding of qualitative dynamics. The famous books [19, 20] are devoted to this topic. The theory was very fashionable at 70th years of 20th century. Then this fashion went away and terminology returned to singularities, discontinuous bifurcations and so on. But the catastrophes and crises remained. Blue Sky Catastrophes, the Swallow's Tail bifurcation are learnt by contemporary scientists [21]. Let us note by the way that very power school on nonlinear oscillations, bifurcations, and chaotic vibrations is in Saratov State University named after N.G.Chernyshevsky, Russia (Saratov group of theoretical nonlinear dynamics). There are the set of monographs, textbooks and articles published by its scientists [22, 23]. Y.A.Kuznetsov (now Department of Mathematics, Utrecht University, NL) is one of the authors of well known software MatCont. MatCont is a Matlab software project for the

numerical continuation and bifurcation study of continuous and discrete parameterized dynamical systems [24-26].

So there are crying needs for investigations of arising of the safe, explosive and dangerous bifurcations in dynamical systems, of the crises and catastrophes for chaotic attractors.

These subjects studying had been begun in Scientific Research Institute of Structural Mechanics, Kyiv National University of Construction and Architecture (then Problem Scientific Research Laboratory of Thin Wall Spatial Constructions) long ago. Professors V.I. Gulyayev, V.A. Bazhenov, E.A. Gotsuliak, E.S. Dechtyaruk, had begun these investigations [27].

The authors of this article are developing these topics. We had published monograph [28], the set of scientific articles [29-36]. We made several contributions to International Conferences. At second International Conference on Structural Nonlinear Dynamics and Diagnosis (CSNDD'2014), Agadir, Morocco we made contribution "Change of impact kind in vibroimpact system due its parameters changing". We had the publication in Proceeding of this Conference [37].

We delivered the talk "Bifurcation Points under 2-DOF Vibroimpact System Moving. Numerical Analysis by Parameter Continuation Method" at International Conference on Nonlinear Dynamics Complexity (NDC2015), La Manga, Spain. We have written the article about this conference and our impression [38].

At 5th International Conference on nonlinear dynamics (ND-KhPI2016) Kharkiv, Ukraine we presented report entitled "Discontinuous Bifurcations under 2-DOF Vibroimpact System Moving" (Fig. 1).

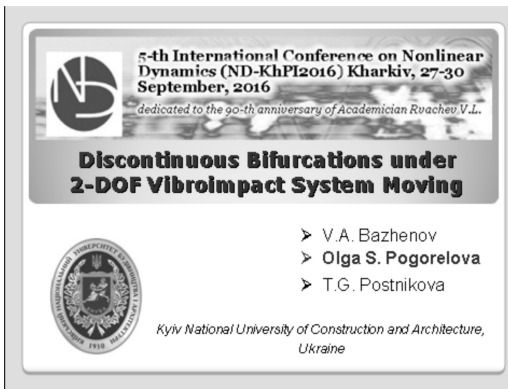


Fig. 1

Now we have the publication in Proceeding of this Conference (Fig. 2) [39].

2. About 5th International Conference “Nonlinear Dynamics – 2016”

This Conference was dedicated to the 90th anniversary of Academician Rvachev V.L. The Conferences “Nonlinear Dynamics” are holding every 3 years, the 1st one was at 2004 year.

This 5th Conference organized by the:

- National Technical University “Kharkov Polytechnic Institute” (Kharkov, Ukraine);
- Institute of Mechanics NAS of Ukraine (Kiev, Ukraine);
- McGill University (Montreal, Canada);
- Technion - Israel Institute of Technology (Haifa, Israel);
- A.Podgorny Institute for Mechanical Engineering Problems NAS of Ukraine (Kharkiv, Ukraine)
- National Committee of Ukraine on Theoretical and Applied Mechanics, NAS of Ukraine.

Organizing Committee of the Conference consists of 6 Professors and 4 Doctors. Professors L.V.Kurpa and Yu.V.Mikhlin were the leaders of Conference, they were vice-Chairmen. They were V.L.Rvachev’s collaborators and his followers. The Conference was held in the National Technical University “Kharkov Polytechnic Institute”.

Department of Applied Mathematics and Department of Dynamics and Strength of Machines gave the big contribution to Conference organization and holding. The Conference lasted 4 whole days and was held at high scientific level. There were 54 talking and 24 poster presentations. At Opening ceremony Rector of National Technical University “Kharkov Polytechnic Institute” welcomed the Conference participants. Then there was the film about Academician V.L.Rvachev which was finished by words: “Thank you, the Teacher”.

The Conference participants are photographed on the stairs in front of KhPI (Fig.3). Some Conference participants are photographed at Conference Banquet (Fig. 4).

We would like to note some aspects. At first quite excellent organization. There was no error in the Program, Proceedings were ready before Conference beginning, and all actions were made in time. All contacts were very friendly and pleasant.

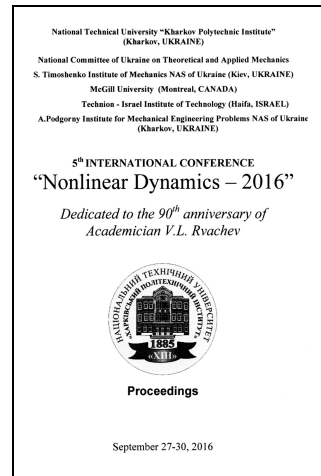


Fig. 2

The conference working language was English one. It is necessary to note excellent fluency in English by more young participants and well proficiency of all participants including the participants of older age. There are 3 departments of foreign language in Kharkov Polytechnic Institute. The collaborators are learning English regularly with help of teachers of these departments.



Fig. 3



Fig. 4

Many foreign participants delivered the talks. There were the participants from Italy, Australia, Serbia, United Kingdom, Germany, Poland, Russia, Israel, USA, Canada, Brasil, Sweden, Latvia, and Lithuania. Among them there were former collaborators, pupils, and disciples of KhPI scientists. Kharkov's scientists support close connections with their followers, with scientists from other countries and other towns.

Special WEB session made great impression. The leading scientists from different far countries delivered their talks and showed its at big screen. All participants who were in Kharkov's auditorium and in other countries asked their questions and obtained the answers! (Fig. 5).

Special WEB Session		Main Building, Room 12
Chairs: Yu.Mikhlin, F.Pellicano		
17.15-21.00.		
1	Marco Amabili (Montreal, Canada)	IDENTIFICATION OF NONLINEAR DAMPING FOR LARGE-AMPLITUDE VIBRATIONS OF PLATES AND CURVED PANELS Key lecture.
2	Jose Manoel Balthazar (Sao Jose dos Campos, Brasil)	NONLINEAR DYNAMIC INTERACTIONS AND PHENOMENA: VIBRATING SYSTEMS WITH LIMITED POWER SUPPLY AN EMERGENT TOPIC AFTER PROF KONONENKO Key lecture
3	Alexander Yakakis (Urbana, USA)	NONLINEAR SONIC VACUA Key lecture
4	Si Mohamed Sah, Richard Rand (Stockholm, Sweden; Ithaca, USA)	THREE WAYS OF TREATING A LINEAR DELAY DIFFERENTIAL EQUATION
5	Pol Spanos (Houston, USA)	POTENT METHODS FOR STOCHASTIC ANALYSIS OF NONLINEAR DISCRETE DYNAMIC SYSTEMS Key lecture
6	Shiyang Chen, Bogdan Lpureanu (Ann Arbor, USA)	FORECASTING BIFURCATION OF PARAMETRICALLY EXCITED SYSTEMS: THEORY & EXPERIMENTS

Fig. 5

3. Conclusions

1. Our talk was successful. We answered at all questions.
2. Our active attendance of all section meetings and numerous questions to lecturers were estimated positively.
3. It was possible to establish scientific ties.
4. The participation in work of scientific conferences in particular international ones is very useful: it gives the possibility to see own level and own place in contemporary science; to establish the scientific contacts; to understand the development tendencies; to get the scientific ideas.

REFERENCES

1. Brogliato B. (ed.). Impacts in mechanical systems: analysis and modelling. – Springer Science & Business Media, 2000. – T. 551.
2. Leine R.I., Van Campen D.H. Bifurcation phenomena in non-smooth dynamical systems //European Journal of Mechanics-A/Solids. – 2006. – T. 25. – №. 4. – C. 595-616.

3. Dankowicz H., Nordmark A.B. On the origin and bifurcations of stick-slip oscillations // *Physica D: Nonlinear Phenomena*. – 2000. – Т. 136. – №. 3. – С. 280-302.
4. Banerjee S., Ranjan P., Grebogi C. Bifurcations in two-dimensional piecewise smooth maps-theory and applications in switching circuits // *IEEE Transactions on Circuits and Systems I: Fundamental Theory and Applications*. – 2000. – Т. 47. – №. 5. – С. 633-643.
5. Boechler N., Theocharis G., Daraio C. Bifurcation-based acoustic switching and rectification // *Nature materials*. – 2011. – Т. 10. – №. 9. – С. 665-668.
6. Rajamani R. *Vehicle dynamics and control*. – Springer Science & Business Media, 2011.
7. Chen L., Aihara K. Stability of genetic regulatory networks with time delay // *IEEE Transactions on circuits and systems I: Fundamental Theory and Applications*. – 2002. – Т. 49. – №. 5. – С. 602-608.
8. Nayfeh A.H., Balachandran B. *Applied nonlinear dynamics: analytical, computational and experimental methods*. – John Wiley & Sons, 2008.
9. Seydel R. *Practical bifurcation and stability analysis*. – Springer Science & Business Media, 2009. – Т. 5.
10. Thompson J.M.T. *Instabilities and catastrophes in science and engineering*. Wiley, Chichester, 1982.
11. Luo A. C.J., Guo Y. *Vibro-impact dynamics*. – John Wiley & Sons, 2012.
12. Sharkovsky, A.N. *Basins of attractors of trajectories*. Naukova Dumka., 2013. (in Russian)
13. Mikhlin Y.V., Vakakis A.F., Salenger G. Direct and inverse problems encountered in vibro-impact oscillations of a discrete system // *Journal of sound and vibration*. – 1998. – Т. 216. – №. 2. – С. 227-250.
14. Cao, Q.J., Han, Y.W., Liang, T.W., Wiercigroch, M., & Piskarev, S. Multiple buckling and codimension-three bifurcation phenomena of a nonlinear oscillator // *International Journal of Bifurcation and Chaos*. – 2014. – Т. 24. – №. 01. – С. 1430005.
15. Mikhlin Y.V., Avramov K.V. Nonlinear normal modes for vibrating mechanical systems. Review of theoretical developments // *Applied Mechanics Reviews*. – 2010. – Т. 63. – №. 6. – С. 060802.
16. Jeffrey, M.R., Champneys, A.R., Di Bernardo, M., Shaw, S.W. Catastrophic sliding bifurcations and onset of oscillations in a superconducting resonator. *Physical Review E*. 2010;81(1):016213.
17. Grebogi, C., Ott, E., Yorke, J.A. Critical exponent of chaotic transients in nonlinear dynamical systems. *Physical review letters*. 1986;57(11):1284.
18. Thompson, J.M.T., Stewart, H.B., Ueda, Y. Safe, explosive, and dangerous bifurcations in dissipative dynamical systems. *Physical Review E*. 1994;49(2):1019.
19. Arnol'd, V.I. *Catastrophe theory*. Springer Science & Business Media; 2003.
20. Afrajmovich, V.S., Il'yashenko, Y.S., Shil'nikov, L.P., Arnold, V.I., Kazarinoff, N. *Dynamical Systems V: Bifurcation Theory and Catastrophe Theory*. 1994.
21. Shilnikov L.P., Shilnikov A.L., Turaev D.V. Showcase of blue sky catastrophes // *International Journal of Bifurcation and Chaos*. – 2014. – Т. 24. – №. 08. – С. 1440003.
22. Kuznetsov S.P. *Dynamical Chaos* // *M.: Fhismathlit*. – 2006. – P. 294. [In Russian]
23. Kuznetsov S.P. *Dynamical Chaos and Hyperbolic Attractors: From Mathematics to Physics*. – 2013.
24. Govaerts W., Kuznetsov Y.A., Sautois B. *Matcont* // *Scholarpedia*. – 2006. – Т. 1. – №. 9. – С. 1375.
25. Govaerts W., Kuznetsov Y.A. *Interactive continuation tools* // *Numerical Continuation Methods for Dynamical Systems*. – Springer Netherlands, 2007. – С. 51-75.
26. Kuznetsov Y.A. *Numerical Analysis of Bifurcations* // *Elements of Applied Bifurcation Theory*. – Springer New York, 2004. – С. 505-585.
27. Gulyayev, V.I., Bazhenov, V.A., Gotsuliak, E.A., Dechtyaruk E.S., Lizunov, P.P. *Stability of Periodical Processes in Non-Linear Mechanical Systems*. Vysycha Shkola, Kiev, 1983. [In Russian]

28. Bazhenov, V.A., Pogorelova, O.S., & Postnikova, T.G. Dynamic behaviour analysis of different types vibroimpact systems. LAP LAMBERT Academic Publ. GmbH and Co. KG Dudweilg, Germany, (2013). [In Russian]
29. Bazhenov, V.A., Pogorelova, O.S., Postnikova, T.G., & Luk'yanchenko, O.A. Numerical investigations of the dynamic processes in vibroimpact systems in modeling impacts by a force of contact interaction // *Strength of Materials*. – 2008. – Т. 40. – №. 6. – С. 656-662.
30. Bazhenov V.A. et al. Comparative analysis of modeling methods for studying contact interaction in vibroimpact systems // *Strength of materials*. – 2009. – Т. 41. – №. 4. – С. 392-398.
31. Bazhenov V.A., Pogorelova O.S., Postnikova T.G. Effect of the structural parameters of the impact-vibratory system on its dynamics // *Strength of materials*. – 2011. – Т. 43. – №. 1. – С. 87-95.
32. Bazhenov V.A., Pogorelova O.S., Postnikova T.G. Comparison of two impact simulation methods used for nonlinear vibroimpact systems with rigid and soft impacts // *Journal of Nonlinear Dynamics*. – 2013. – Т. 2013.
33. Bazhenov V.A., Pogorelova O.S., Postnikova T.G. Modification of the One-Parameter Numerical Continuation Method for Analysis of the Dynamics of Vibroimpact Systems // *Strength of Materials*. – 2014. – Т. 46. – №. 6. – С. 801-809.
34. Bazhenov, V.A., Lizunov, P.P., Pogorelova, O.S., Postnikova, T.G. & Otrasheskaia, V.V. Stability and Bifurcations Analysis for 2-DOF Vibroimpact System by Parameter Continuation Method. Part I: Loading Curve. *Journal of Applied Nonlinear Dynamics*, 2015, 4(4), 357-370.
35. Bazhenov, V.A., Lizunov, P.P., Pogorelova, O.S., Postnikova T.G. Numerical Bifurcation Analysis of Discontinuous 2-DOF Vibroimpact System. Part 2: Frequency-Amplitude response. *Journal of Applied Nonlinear Dynamics*. 2016;5(3), 269-281.
36. Bazhenov V.A., Pogorelova O.S., Postnikova T.G. Contact impact forces at discontinuous 2-DOF vibroimpact // *Applied Mathematics and Nonlinear Sciences*. – 2016. – Т. 1. – №. 1. – С. 183-196.
37. Bazhenov, V.A., Pogorelova, O.S., Postnikova, T.G. Change of impact kind in vibroimpact system due its parameters changing. In: *MATEC Web of Conferences*. vol. 16. EDP Sciences; 2014. p. 05007.
38. Bazhenov, V.A., Pogorelova, O.S., Postnikova, T.G. Dynamic behaviour of nonlinear nonsmooth discontinuous vibroimpact system // *Strength of Materials and Theory of Structures* 95, 2016, 3-15.
39. Bazhenov, V.A., Pogorelova, O.S., Postnikova, T.G. Discontinuous Bifurcations under 2-DOF Vibroimpact System Moving // *Proceedings of the 5th International Conference on Nonlinear Dynamics ND-KhPI2016* September 27-30, 2016, Kharkov, Ukraine, p.57-64.

Баженов В.А., Погорелова О.С., Постнікова Т.Г.

КОНФЕРЕНЦІЯ “НЕЛІНІЙНА ДИНАМІКА – 2016”

В роботі представлений короткий опис стану проблем, пов'язаних з нелінійною динамікою. Надаються відомості про деякі сучасні журнали та останні конференції за цією тематикою. Представлена інформація про 5-ту Міжнародну конференцію з нелінійної динаміки, яка відбулася в Національному технічному університеті "Харківський політехнічний інститут" у вересні 2016 року і враження від неї.

Ключові слова: нелінійна динаміка, конференція, віброударна система, розривні біфуркації.

Баженов В.А., Погорелова О.С., Постнікова Т.Г.

КОНФЕРЕНЦИЯ “НЕЛИНЕЙНАЯ ДИНАМИКА – 2016”

В работе представлено краткое описание состояния проблем, связанных с нелинейной динамикой. Даны сведения о некоторых современных журналах и последних конференциях по этой тематике. Представлена информация о 5-й Международной конференции по нелинейной динамике, состоявшейся в Национальном техническом университете "Харьковский политехнический институт" в сентябре 2016 года и впечатления о ней.

Ключевые слова: нелинейная динамика, конференция, виброударная система, разрывные бифуркации.

UDC 539.3

Bazhenov V.A., Pogorelova O.S., Postnikova T.G. “Nonlinear Dynamics - 2016” Conference // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue. 97. – P. 3 - 15.

There is short description of problem state on nonlinear dynamics in this paper. Information about some contemporary journals and recent Conferences on this subject is given. Information about 5th International Conference on Nonlinear Dynamics which was holding in National Technical University “Kharkov Polytechnic Institute” in September 2016 and impression about it are presented.

Table 0. Fig. 4. Ref. 37

УДК 539.3

Баженов В.А., Погорелова О.С., Постнікова Т.Г. Конференція “Нелінійна Динаміка – 2016”// Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 3 – 15.

В роботі представлений короткий опис стану проблем, пов'язаних з нелінійною динамікою. Надаються відомості про деякі сучасні журнали та останні конференції за цією тематикою. Представлена інформація про 5-ту Міжнародну конференцію з нелінійної динаміки, яка відбулася в Національному технічному університеті "Харківський політехнічний інститут" у вересні 2016 року і враження від неї.

УДК 539.3

Баженов В.А., Погорелова О.С., Постнікова Т.Г. Конференция “Нелинейная Динамика – 2016”// Сопротивление материалов и теория сооружений. – 2016. – Вып. 97. – С. 3 – 15.

В работе представлено краткое описание состояния проблем, связанных с нелинейной динамикой. Даны сведения о некоторых современных журналах и последних конференциях по этой тематике. Представлена информация о 5-й Международной конференции по нелинейной динамике, состоявшейся в Национальном техническом университете "Харьковский политехнический институт" в сентябре 2016 года и впечатления о ней.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, академік Національної академії педагогічних наук України, директор НДІ будівельної механіки **БАЖЕНОВ Віктор Андрійович**

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, **БАЖЕНОВУ Віктору Андрійовичу**

Адреса домашня: 02001 Україна, м. Київ, вул. Заньковецької 30, кв. 22, **БАЖЕНОВУ Віктору Андрійовичу**

Роб. тел. +38(044) 245-48-29;

мобільний тел.: +38(067) 111-22-33;

дом. тел.: +38(044) 777-77-77;

E-mail vikabazh@ukr.net

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат фізико-математичних наук, старший науковий співробітник, провідний науковий співробітник НДІ будівельної механіки **ПОГОРЕЛОВА Ольга Семенівна**

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, **ПОГОРЕЛОВІЙ Ользі Семенівні**.

Адреса домашня: 02147 Україна, м. Київ, вул. Русанівська Набережна 18, кв. 61, **ПОГОРЕЛОВІЙ Ользі Семенівні**

Роб. тел. +38(044) 245-48-29;

мобільний тел.: +38(067) 606-03-00;

дом. тел.: +38(044) 517-25-08;

E-mail – pogos13@ukr.net

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, старший науковий співробітник НДІ будівельної механіки **ПОСТНІКОВА Тетяна Георгіївна**

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, **ПОСТНІКОВІЙ Тетяні Георгіївні**.

Адреса домашня: 04210, Україна, м. Київ, пр. Героїв Сталінграду 24, кв. 17, **ПОСТНІКОВІЙ Тетяні Георгіївні**

Роб. тел. +38(044) 245-48-29;

мобільний тел.: +38(050) 353-47-19;

дом. тел.: +38(044) 411-46-56;

E-mail – posttan@ukr.net

УДК 539.3

ПРЯМИЙ МЕТОД ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТІВ ІНТЕНСИВНОСТІ НАПРУЖЕНЬ В ПРИЗМАТИЧНИХ ТА ПРОСТОРОВИХ НЕЗАМКНЕНИХ ТІЛАХ ОБЕРТАННЯ ПРИ СТАТИЧНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

С.О. Пискунов¹,
д-р техн. наук,

О.О. Шкриль¹,
канд. техн. наук,

С.В. Мицюк¹,
канд. техн. наук

Б.І. Сизевич¹

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

На основі напіваналітичного методу скінченних елементів проведена розробка і апробація методики обчислення коефіцієнта інтенсивності напружень прямим методом при силовому навантаженні. Розв'язані тестові задачі. Отримані результати підтверджують ефективність методики.

Ключові слова: напіваналітичний метод скінченних елементів, коефіцієнт інтенсивності напружень, просторові тіла з тріщинами.

Вступ. Визначення коефіцієнтів інтенсивності напружень (КІН) прямим методом виконується за напруженнями або переміщеннями обчисленими в безпосередній близькості до вершини тріщини. Для розв'язання таких задач найчастіше використовують метод скінченних елементів (МСЕ) [6,7]. Слід зауважити, що при розрахунках на основі МСЕ точність значень переміщень та напружень обчислених в околі вершини тріщини є низькою. Щоб подолати таке явище в монографіях [1,2] було запропоновано підхід до обчислення КІН, який базується на усередненні їх значень по деякій привершинній області. Проведені на двовимірних задачах дослідження показали перевагу цього підходу порівняно із локалізованим обчисленням КІН в окремих точках. Тому такий метод був використаний для розв'язку окремих просторових задач на основі напіваналітичного методу скінченних елементів (НМСЕ) [3].

Мета даної роботи полягає в узагальненні методу усереднення по області для всіх типів тріщин в просторових незамкнених тілах обертання і призматичних тілах при статичному навантаженні.

1. Співвідношення механіки руйнування. Розглянемо просторові незамкнені тіла обертання (рис. 1,а,б) і призматичні тіла (рис. 2,а,б) з

поздовжніми і поперечними тріщинами в базисних циліндричній і декартовій системах координат $z^{i'}$.

Для опису просторового напружено-деформованого стану (НДС) в околі фронту тріщини застосовується пов'язана із тріщиною система координат $y^{i''}$: вісь $y^{1''}$ спрямована за нормаллю до поверхні тріщини, $y^{3''}$ – вздовж дотичної до фронту.

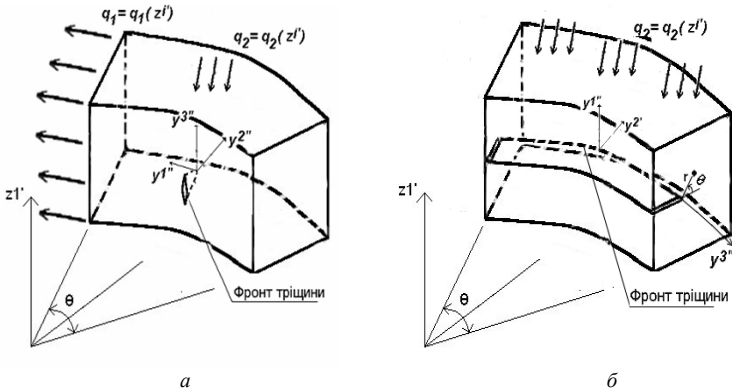


Рис. 1. Тіла обертання з поперечною (а), та поздовжньою (б) тріщинами

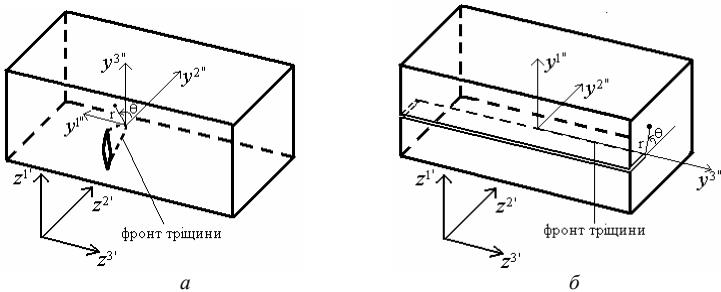


Рис. 2. Призматичні тіла з поперечною (а), та поздовжньою (б) тріщинами

Для визначення КІН в довільній точці фронту тріщини розглядають переріз що перетинає цю точку і є перпендикулярним до поверхні тріщини (рис. 3)

Визначення КІН в такому перерізі виконується за асимптотичними формулами, які встановлюють взаємозв'язок між

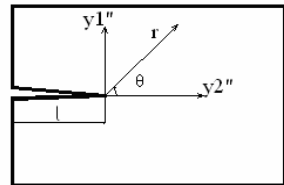


Рис. 3. Площина визначення КІН в точці фронту тріщини

переміщеннями і напруженнями та КІН K_I , K_{II} , K_{III} [4]:

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} u_1'' \\ u_2'' \\ u_3'' \end{Bmatrix} &= \frac{\sqrt{2r}}{G\sqrt{\pi}} \left[\frac{K_I}{8} \begin{bmatrix} (5-8\nu)\cos\frac{\theta}{2} - \cos\frac{3\theta}{2} \\ (7-8\nu)\sin\frac{\theta}{2} - \sin\frac{3\theta}{2} \end{bmatrix} + \frac{K_{II}}{8} \begin{bmatrix} (9-8\nu)\sin\frac{\theta}{2} - \sin\frac{3\theta}{2} \\ (-3+8\nu)\cos\frac{\theta}{2} - \cos\frac{3\theta}{2} \end{bmatrix}, \right. \\ &\quad \left. K_{III} \sin\frac{\theta}{2} \right] \\ \begin{Bmatrix} \sigma^{11}'' \\ \sigma^{22}'' \\ \sigma^{33}'' \\ \sigma^{12}'' \\ \sigma^{13}'' \\ \sigma^{23}'' \end{Bmatrix} &= \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \left[K_I \begin{bmatrix} \cos\frac{\theta}{2} \left(1 + \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2}\right) \\ \cos\frac{\theta}{2} \left(1 - \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2}\right) \\ 2\nu \cos\frac{\theta}{2} \\ \sin\frac{\theta}{2} \cos\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2} \end{bmatrix} + K_{II} \begin{bmatrix} \sin\frac{\theta}{2} \cos\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2} \\ -\sin\frac{\theta}{2} \left(2 + \cos\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2}\right) \\ -2\nu \sin\frac{\theta}{2} \\ \cos\frac{\theta}{2} \left(1 - \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2}\right) \end{bmatrix}, \right. \\ &\quad \left. K_{III} \begin{bmatrix} \cos\frac{\theta}{2} \\ -\sin\frac{\theta}{2} \end{bmatrix} \right], \quad (1) \end{aligned}$$

де r , θ – полярні координати з початком у точці фронту тріщини, для якої визначені КІН; G – модуль зсуву; ν – коефіцієнт Пуассона; I , II , III – індекси, що визначають тип руйнування.

Для випадку тріщин нормального відриву, що розглядаються найчастіше вирази (1) набудуть вигляду:

$$\begin{aligned} \sigma^{11}'' &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\frac{\theta}{2} \left(1 + \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2}\right), \\ \sigma^{12}'' &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \sin\frac{\theta}{2} \cos\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2}, \\ \sigma^{22}'' &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\frac{\theta}{2} \left(1 - \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2}\right), \\ u_1'' &= \frac{K_I}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \sin\frac{\theta}{2} \left(2 - 2\nu - \cos^2\frac{\theta}{2}\right), \\ u_2'' &= \frac{K_I}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \cos\frac{\theta}{2} \left(1 - 2\nu + \sin^2\frac{\theta}{2}\right). \end{aligned} \quad (2)$$

2. Скінченно-елементна дискретизація просторових тіл з тріщинами. При моделюванні просторових незамкнених тіл обертання та призматичних тіл із тріщинами на основі НМСЕ в залежності від розташування тріщини відносно утворюючої, розрізняють тіла із поздовжньою (рис. 4,а, 5,а) та поперечною (рис. 4,б, 5,б) тріщинами. Скінченно-елементна дискретизація об'єкта відбувається в поперечному перерізі, а вздовж утворюючої використовується один скінчений елемент,

який повторює форму тіла (рис. 4, 5). Розбивка об'єкта на скінченні елементи передбачає згущення сітки в привершинній області. Результати дослідження з питань визначення кількості скінченних елементів (СЕ) в привершинній зоні та їх характерних розмірів наведені в [1,2].

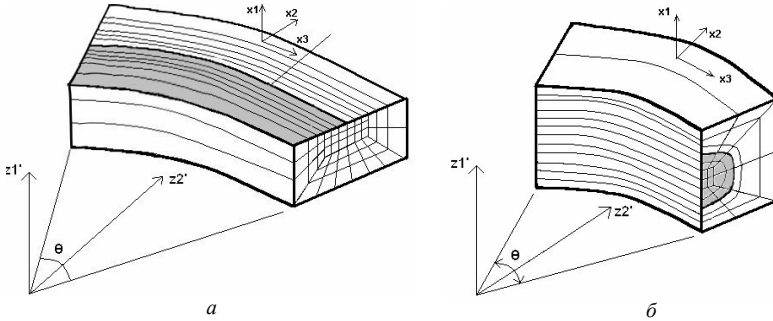


Рис. 4. Дискретизація просторових незамкнених тіл обертання з поздовжніми (а) та поперечними (б) тріщинами

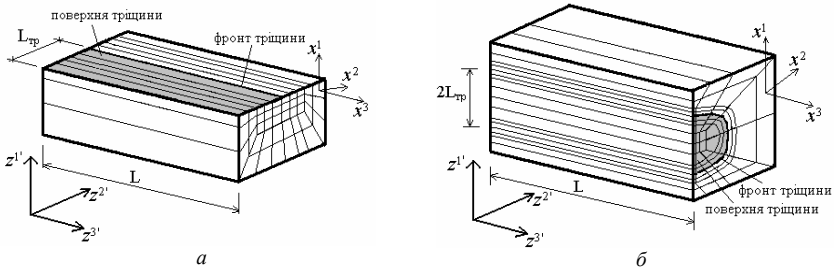


Рис. 5. Дискретизація призматичних тіл з поздовжніми (а) та поперечними (б) тріщинами

3. Реалізація методики визначення КІН для просторових тіл з поздовжніми тріщинами. Обчислення КІН базується на методиці, докладне викладення і опис реалізації якої при застосуванні МСЕ для двовимірних тіл описаний в [1,2]. Реалізація цієї методики в межах НМСЕ при розгляді просторових тіл з тріщинами має певні особливості. На відміну від двовимірних задач, в просторових тілах визначення КІН проводиться в низці точок вздовж фронту тріщини (рис. 6, а, б). Для тіл з поздовжніми тріщинами такими точками є точки інтегрування, розташовані вздовж вісі x^3 (рис. 6). Таким чином КІН визначаються по всім точкам інтегрування, що розташовані вздовж фронту тріщини. Привершинна область для кожної точки інтегрування знаходиться в площині поперечного перерізу тіла $z^1 - z^2$. Обчислення КІН за напруженнями $K(\sigma)$ виконується в центрах СЕ позначених на рис. 7

кружками. Обчислення КІН за переміщеннями $K(u)$ здійснюється у вузлах СЕ моделі позначених хрестиками (рис. 7). Таким чином визначення КІН в межах привершинної області відбувається в поперечному перерізі тіла за аналогією з двовимірними задачами [1,2].

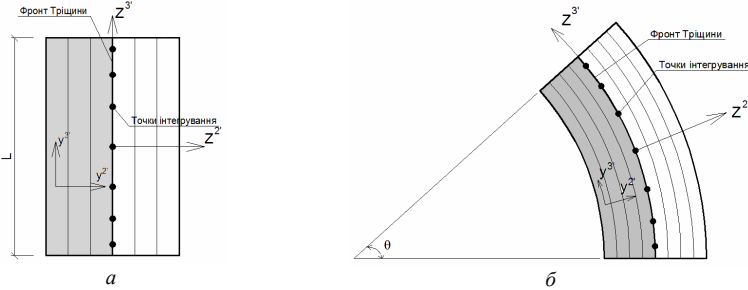


Рис. 6. Точки визначення КІН в призматичних тілах (а) та просторових незамкнених (б) тілах обертання з поздовжніми тріщинами

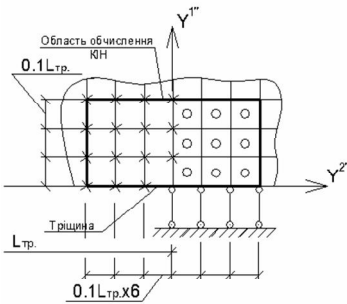


Рис. 7. Привершинна область визначення КІН в тілах з поздовжніми тріщинами

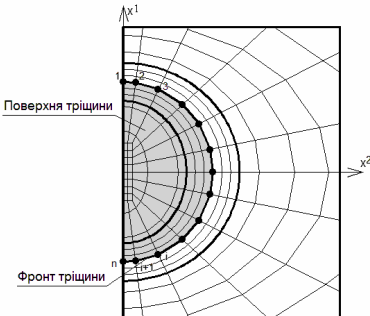


Рис. 8. Точки визначення КІН в просторових тілах з поперечними тріщинами

4. Реалізація методики визначення КІН для просторових тіл з поперечними тріщинами. Для тіл з поперечними тріщинами точки визначення КІН являють собою вузли СЕ моделі, що розташовані вздовж фронту тріщини (рис. 8).

Для визначення КІН у вузлі фронту тріщини виділяють привершинну область, яка є ортогональною до поверхні і фронту тріщини (рис. 9,а,б). Точки визначення КІН за переміщеннями $K(u)$ (позначені хрестиками) співпадають з точками інтегрування, в яких відомі значення переміщень для вузлів розташованих на поверхні тріщини. Точки визначення КІН за напруженнями $K(\sigma)$ (позначені кружками) співпадають з точками інтегрування, в яких відомі значення напружень в елементах, розташованих на закріпленій поверхні.

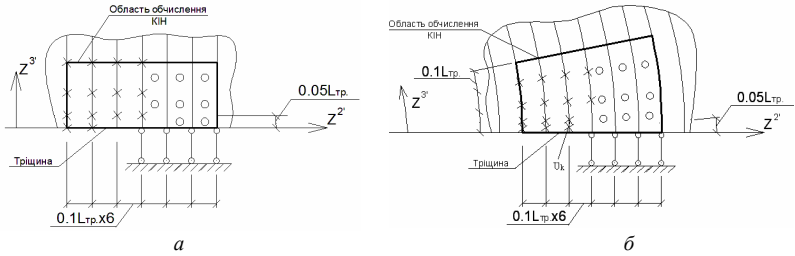


Рис. 9. Привершинна область для призматичних (а) та просторових незамкнених тіл обертання (б) з поперечними тріщинами

Враховуючи вимоги методики, пов'язані з явищем сингулярності, в точках, розташованих на відстанях менших $0.1L_{тр}$ ($L_{тр}$ довжина тріщини) вздовж вісей y^1 , y^2 від вершини тріщини КІН не визначається. Також не визначається КІН за напруженнями в точках, що розташовані ближче $0.05L_{тр}$ від вісі y^2 (рис.10). Такий підхід отримав назву модифікованого методу обчислення КІН [1,2]

Оскільки площина визначення $K(u)$ не співпадає з площиною визначення $K(\sigma)$ на половину довжини елемента вздовж фронту тріщини, виникає питання узгодження цих двох значень КІН. Для вирішення цієї проблеми в проміжних вузлах фронту тріщини виконується усереднення двох значень $K(\sigma)$ отриманих для двох сусідніх елементів (рис. 11). Таким чином отримуємо значення $K(\sigma)$ у вузлі, що є спільним для двох елементів:

$$K(\sigma) = \frac{K(\sigma)_{(i-1)}' + K(\sigma)_i'}{2}.$$

В крайніх вузлах фронту тріщини значення $K(\sigma)$ приймаються такими, що обчислені для крайніх елементів:

$$K(\sigma)_1 = K(\sigma)_1', \quad K(\sigma)_n = K(\sigma)_{(n-1)}'.$$

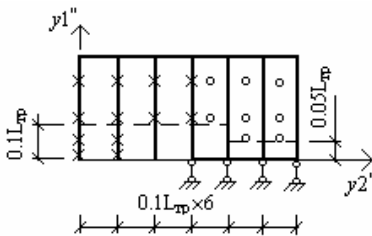


Рис. 10. Привершинна область для модифікованого варіанта визначення КІН

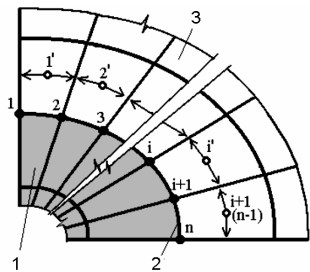


Рис. 11. Схема зведення $K(\sigma)$ до перерізів

Після приведення $K(\sigma)$ та $K(u)$ до однієї площини виконується обчислення результуючого КІН

$$K = \frac{K(u) + K(\sigma)}{2}.$$

5. Контрольні приклади.

З метою дослідження ефективності розробленої методики в межах НМСЕ для розв'язання задач механіки руйнування в призматичних тілах з тріщинами, було проведено розв'язання задачі про розтяг квадратної пластини з центральною тріщиною (рис. 12,*а*) різної довжини, для якої існує аналітичний розв'язок [4,5]. Скінченно-елементні моделі НМСЕ для пластини розроблені при розгляді її тріщини як поздовжньої (1 варіант, рис. 12,*б*) так і поперечної (2 варіант, рис. 12,*в*).

Обчислення, проведені з різною кількістю скінчених елементів в напрямку, перпендикулярному до поверхні тріщини (рис. 12,*б*), свідчать, що оптимальнішим є модифікований варіант обчислення КІН (рис.13).

Необхідно відзначити, що у випадку розгляду поперечної тріщини на основі НМСЕ густина скінченно-елементної апроксимації в напрямку, перпендикулярному вісі тріщини, визначається особливостями розкладання переміщень на основі НМСЕ за напрямком z^3 , а саме кількістю поліномів і мінімально необхідною кількістю для реалізації розкладання фіксовано розташованих точок інтегрування [1,2].

При розгляді цієї тріщини як поздовжньої, СЕ апроксимація в напрямку перпендикулярному до фронту тріщини виконується на засадах МСЕ, який є вільним від обмежень розташування вузлів СЕ моделі. В зв'язку з цим для проведення коректного порівняння ефективності МСЕ і НМСЕ розрахунок був проведений при однаковій кількості поліномів і СЕ в

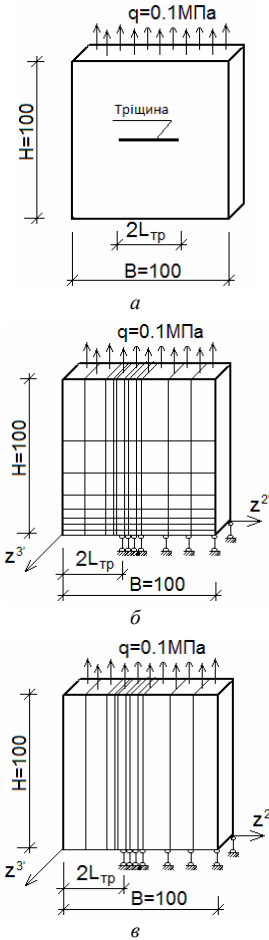


Рис. 12. Дискретні моделі пластини з центральною тріщиною (*а*) при представленні тріщини у вигляді поздовжньої (*б*) або поперечної (*в*)

напрямку перпендикулярному фронту тріщини відповідно для поперечної і поздовжньої тріщини.

Виявилось, що залежність точності визначення КІН від кількості утримуваних членів ряду або СЕ в напрямку перпендикулярному до лінії тріщини фактично одного порядку. Так, похибка визначення КІН в обох випадках при 16 СЕ або членів ряду становить близько 2% для усіх довжин тріщини (рис. 13,б). Хоча слід відзначити, що в деяких випадках збіжність результатів, отриманих на основі МСЕ, на декілька процентів точніше ніж за НМСЕ. Наприклад для тріщини, яка становить половину довжини пластини розбіжність результатів НМСЕ при 8 утримуваних членах ряду становить 2%, а при 16 – 1%.

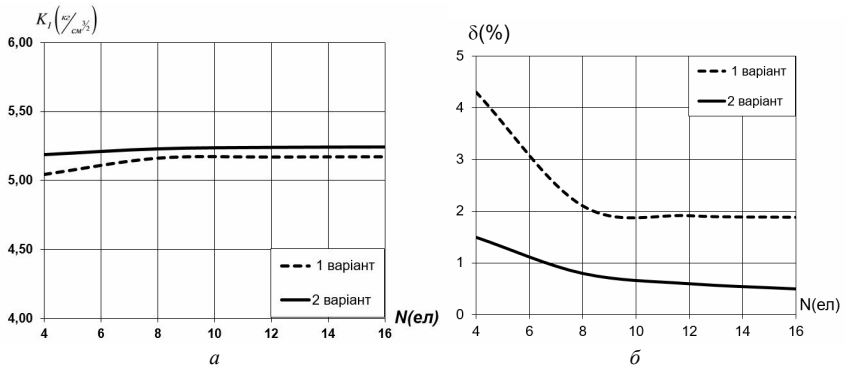


Рис. 13. Збіжність значень КІН (а) та їх похибки (б) при різних варіантах представлення тріщини

Також досліджувалось питання про кількість точок інтегрування в привершинній області, потрібних для забезпечення збіжності результатів. Кількість точок інтегрування, за якими проводиться визначення КІН за переміщеннями і які розташовані вздовж лінії ортогональної до площини фронту тріщини, приймалася від 3 до 8. Для визначення КІН за напруженнями кількість точок інтегрування в напрямку z^3 приймалася від 2 до 5. Значення результуючого КІН при використанні різної кількості точок інтегрування відрізнялись в межах 2%. Тому було прийнято, що мінімальна кількість точок у вказаному напрямку для визначення усередненого КІН за переміщеннями повинна бути не меншою 3, а для визначення усередненого КІН за напруженнями не менше 2.

Враховуючи, що обсяг обчислень, необхідний для розв'язку задачі НМСЕ на декілька порядків менший, при однаковій кількості невідомих з МСЕ [1,2], можна стверджувати що ефективність НМСЕ значно перевищує ефективність МСЕ в широкому діапазоні довжин тріщин (рис. 14).

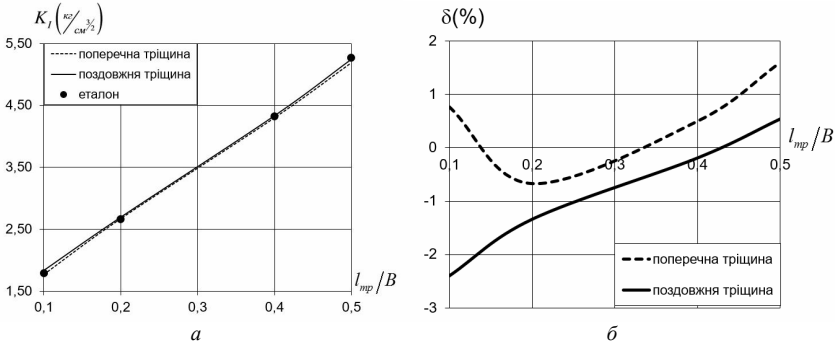


Рис. 14. Значення КІН (а) та їх похибки (б) при різних довжинах центральної тріщини

З метою дослідження достовірності і ефективності НМСЕ в просторових задачах механіки руйнування для просторових незамкнених тіл обертання було проведено розв'язування задачі визначення КІН в диску з двома тріщинами, що знаходиться під впливом внутрішнього тиску. Загальна схема диску показана на рис. 15,а, а дискретна модель НМСЕ – на рис. 15,б, де також показана область визначення КІН, що аналогічна рис. 9,б.

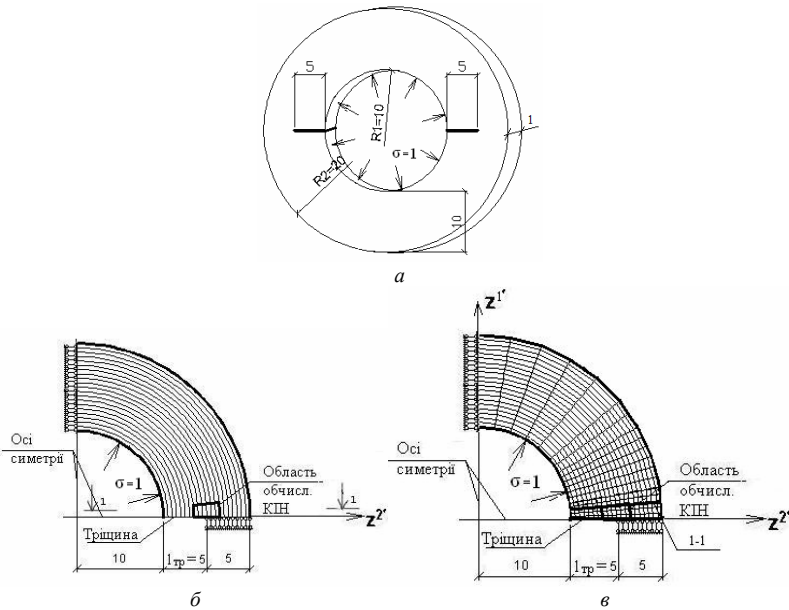


Рис. 15. Дискретні моделі НМСЕ для поперечної (б) та поздовжньої (в) тріщини в диску з двома внутрішніми тріщинами під дією внутрішнього тиску (а)

Внаслідок симетрії розглядалась чверть диска. Розв'язання задачі здійснено із використанням 30 гармонік в представленні переміщень за напрямком z^3 . Отримані результати були порівняними із еталонним розв'язком [5] (табл. 1). Як видно, результати визначення КІН для двох постановок тріщин добре узгоджуються з еталонним розв'язком.

Таблиця 1

Тип моделювання тріщини	КІН	$\delta, \%$
поперечна	2.629	1.899
поздовжня	2.781	- 3.772
Еталон [5]	2,679	-

Висновок. Таким чином, розроблена в НМСЕ методика, дозволяє з високою ефективністю визначати КІН прямим методом як в призматичних так і просторових незамкнених тілах обертання.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С.* Напіваналітичний метод скінченних елементів в задачах руйнування просторових тіл: Монографія – К.: КНУБА, 2005. – 298с.
2. *Баженов В.А., Гуляр А.И., Сахаров А.С., Топор А.Г.* Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел. – К.:НИИСМ, 1993. – 376 с.
3. *Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С., Шкриль О.О.* Визначення коефіцієнтів інтенсивності напружень в призматичних тілах з тріщинами // Опір матеріалів і теорія споруд: Наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2003. – Вип. 74. – С. 73–82.
4. *Морозов Е.М., Никишков Г.П.* Метод конечных элементов в механике разрушения. – М.: “Наука”, 2007. – 256 с.
5. *Саврук М.П.* Коэффициенты интенсивности напряжения в телах с трещинами – Т.2 - 1998.-620с.
6. *Банько С.М., Кобельський С.В., Харченко В.В.* Чисельне моделювання напруженого стану полого циліндра з дефектом у вигляді каверни з тріщиною //Опір матеріалів і теорія споруд: Наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2014. – Вип. 92. – С. 157–169.
7. *Харченко В.В., Банько С.М., Кобельський С.В.Кравченко В.І.* Чисельний розв'язок задачі про опір руйнуванню полого циліндра з дефектом у вигляді каверни з тріщиною в пружно-пластичній постановці // Опір матеріалів і теорія споруд: Наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2014. – Вип. 93. – С. 134–145.

REFERENCES

1. *Bazhenov V.A., Gulyar A.I., Piskunov S.O., Saharov A.S.* Napivanalitichniy metod skinchennih elementiv v zadachah ruynuvannya prostоровih til (Semianalitic finite element method in problems of fracture spatial bodies): Monografiya – K.: KNUBA, 2005. – 298 p.
2. *Bazhenov V.A., Gulyar A.I., Sakharov A.S., Topor A.G.* Poluanaliticheskiy metod konechnykh elementov v mekhanike deformiruyemykh tel(Semianalitic finite element method in the mechanics of deformable bodies). - K.: NIISM, 1993. - 376 s.

3. *Gulyar O.Í., Piskunov S.O., Sakharov O.S., Shkril' O.O.* Vznachennya koyefitsiéntiv intensivnosti napruzhen' v prizmatichnikh tilakh z trishchinami (Determination of stress intensity factors in prismatic bodies with cracks) // *Opir materialiv i teoriya sporud* : Nauk. - tekhn. zbirnik. - K. : KNUBA, 2003. - Vip. 74. - Pp. 73-82.
4. *Morozov E.M., Nikishkov G.P.* Metod konechnih elementov v mehanike razrusheniya (Finite element method in fracture mechanics). – Moskow.: “Librocom”, 2010. - 256 p.
5. *Savruk M.P.* Koeffitsiyenty intensivnosti napryazheniya v telakh s treshchinami (The coefficients of the stress intensity in cracked bodies) - T.2 - 1998. – 620 p.
6. Banko SM, Kobelsky SV, Kharchenko VV Chiselne modelyuvannya napruzhenogo become hollow tsilindra s defect in viglyadi caverns s trishchinoyu (Numerical simulation of the stress state of hollow cylinder with a defect in a cavern with crack) // *Opir materialiv i teoriya sporud*: Nauk.-tehn. zbirnik. - K. : KNUBA, 2014 - Vip. 92. - P. 157-169.
7. Kharchenko VV, Banko SM, Kobelsky S.V.Kravchenko V.I. Chiselny rozvyazok zadachi about opir ruynuvannyyu hollow tsilindra s defect in viglyadi caverns s trishchinoyu in pruzhno-plastichniy postanovtsi (Numerical solution problem of fracture resistance hollow cylinder with a defect in a cavity of a crack in elastic-plastic)// *Opir materialiv i teoriya sporud*: Nauk.-tehn. zbirnik. - K. : KNUBA, 2014 - Vip. 93. - P. 134-145.

Piskunov S.O., Shkril' A., Mitsuk S., Sizevich B.

DIRECT METHOD FOR DETERMINING THE STRESS INTENSITY FACTOR IN A PRISMATIC AND SPATIALLY NON-CLOSED SOLIDS OF REVOLUTION UNDER STATIC LOAD

The technique for determining of the stress intensity factors (CIF) by a direct method in discrete models of the semi-analytical finite element method (SFEM) for bodies with transverse and longitudinal cracks is considered in this paper. The calculation of the CIF is performed within some area which is around of the crack-tip. Asymptotic formulas which established the relationship between displacements, stresses and the corresponding CIF values are used for CIF determination. CIF values are calculated using of the nodes displacements in the one part of the area, and in the other part of the area – using the stress values. Obtained values are averaged then. The studies carried out on two-dimensional problems showed the advantage of this approach in comparison with the localized (at individual points) calculation of CIF. In contrast to two-dimensional problems, CIF definition in spatial bodies is carried out at a number of points along the crack front. To calculate CIF value at an arbitrary point of the crack front a section which is perpendicular to the crack surface is considered. The implementation of CIF determining technique in SFEM has some special features. For bodies with longitudinal cracks, such points of the crack front are integration which are located along the finite element. CIF definition within crack-tip area occurs in the body cross section similarly to two-dimensional problems in this case. For bodies with transverse cracks points of CIF determination are nodes of a discrete model located along the crack front. The problem of the tension of square plate with a central crack of different lengths was solved in order to study the effectiveness of the developed technique within the SFEM for prismatic bodies. The problem of CIF determining in a disk with two cracks under internal pressure was solved to prove technique effectiveness for spatial non closed circular bodies. The obtained results showed that the developed technique allows determining CIF values with high efficiency by a direct method both in prismatic and spatial non closed circular bodies using SFEM.

Key words: semi-analytical finite element method, the coefficient of stress intensity, spatial body with cracks.

Пискунов С.О., Шкрить А.А., Мицюк С.В., Сизевич Б.И.

ПРЯМОЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРИЗМАТИЧЕСКИХ И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ НЕЗАМКНУТЫХ ТЕЛАХ ВРАЩЕНИЯ ПРИ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКЕ

На основе полуаналитического метода конечных элементов проведена разработка и апробация методики вычисления коэффициента интенсивности напряжений прямым методом при силовой нагрузке. Решены тестовые задачи. Полученные результаты подтверждают эффективность методики.

Ключевые слова: полуаналитический метод конечных элементов, коэффициент интенсивности напряжений, пространственные тела с трещинами.

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): професор, доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки КНУБА Пискунов Сергій Олегович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Пискунов Сергій Олегович.

Адреса домашня: 03087, Україна, м. Київ, вул. Іскрівська б.3, кв.10

Роб. тел. +38(044) 241-5555;

мобільний тел.: +38(050) 962-66-14.

E-mail s_piskunov@ua.fm

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): доцент, кандидат технічних наук, докторант кафедри будівельної механіки КНУБА Шкрить Олексій Олександрович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Шкрить Олексій Олександровичу.

Адреса домашня: 08132, Україна, м. Вишневе, вул. Щорса 10, кв. 24

Роб. тел. +38(044) 241-5555;

мобільний тел.: +38(050) 307-61-49.

E-mail – alexniism@ukr.net

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): доцент, кандидат технічних наук, н.с. НДІБМ КНУБА Мицюк Сергій Вікторович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Мицюку Сергію Вікторовичу.

Адреса домашня: 03037, Україна, м. Київ, просп. Валерія Лобановського 10, кв. 301

Роб. тел. +38(044) 241-5555;

мобільний тел.: +38(096) 931-74-42.

E-mail – serewka@inbox.ru

Автор (вчена ступінь, вчене звання, посада): доцент кафедри будівельної механіки КНУБА Сизевич Борис Іванович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Сизевичу Борису Івановичу.

Роб. тел. +38(044) 241-5412.

УДК 539.3

ЭЛЕМЕНТЫ ОПЫТА РАСЧЕТА НОВОГО БЕЗОПАСНОГО КОНФАЙНМЕНТА ЧЕРНОБЫЛЬСКОЙ АТОМНОЙ СТАНЦИИ

А.В. Перельмутер¹

д-р техн. наук, главный научный сотрудник

¹НПО SCAD Soft, Киев

В статье приведено краткое описание истории создания, проектирования, конструктивных особенностей и процесса монтажа Нового Безопасного Конфайнмента (НБК), который является составной частью комплекса мероприятий по стабилизации и обеспечению безопасности объекта Укрытие на Чернобыльской АЭС. Изложены подходы к выбору расчетных нагрузок конструкции и приведены основные результаты расчетов на действие ряда нагрузок в том числе крановых нагрузок, воздействия торнадо, сейсмических нагрузок.

1. Введение

26 апреля 1986 года в 1 час 23 минуты на Чернобыльской атомной электростанции произошла катастрофа, а уже к 30-му ноября 1986 года жертвенными усилиями многих людей над аварийным 4-м энергоблоком ЧАЭС был сооружен саркофаг (объект «Укрытие»), внутри которого находятся радиоактивные остатки активной зоны разрушенного взрывом реактора (рис. 1).



Рис. 1. Саркофаг ЧАЭС, сооруженный в 1986 году

Условия возведения саркофага (радиационная обстановка) не позволяли обеспечить его полную надежность. Даже после выполненных в 2006 году стабилизации кровли и западной стены остается опасность

разрушения существующего саркофага и кроме того, он не дает возможность ликвидировать все остатки аварии.



Рис. 2. Саркофаг ЧАЭС после усиления, выполненного в 2006 году

В связи с этим на заседании стран Большой семерки был принят План осуществления мероприятий на объекте «Укрытие» [3]. Этим планом предусмотрено создание Нового Безопасного Конфайнмента (НБК).

В конце 2007 года французский концерн Novarka выиграл тендер на проектирование и сооружение НБК. Проект выполнялся проектным бюро концерна Novarka (Cabinet JAILET-ROUBY) в соответствии с требованиями Еврокода, проверка на соответствие нормам Украины выполнялась институтом Укрниипроектстальконструкция и НПО SCAD Soft. При этом было принято консервативное решение о том, что конструкции должны одновременно удовлетворять требованиям и европейских и национальных нормативных документов.

Новый безопасный конфайнмент имеет несущую конструкцию в виде арочной системы пролетом 257 м, длиной 164 м, высотой 110 м и весом 29 000 тонн. Некоторое представление о масштабах сооружения дает рис. 3.

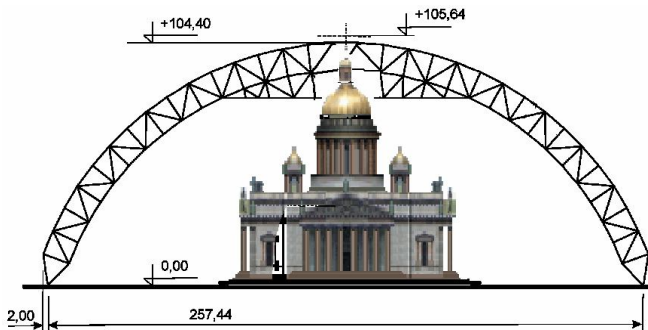


Рис. 3. Иллюстрация габаритов сооружения

НБК должен предотвратить попадание воды и снега, защитить от возможной утечки радиоактивности и создать условия, при которых будет возможным демонтаж саркофага и разрушенного реактора. С этой целью НБК оборудуется двумя подъемными кранами грузоподъемностью 50 тонн каждый. Конструкция НБК рассчитана на срок службы, по крайней мере, 100 лет без проведения ремонтных работ.

Изготовленные на итальянском заводе конструкции собирались на участке, расположенные в трехстах метрах от проектного положения. Монтаж осуществлялся методом трехступенчатого подъема (рис. 4), после его завершения (рис. 5) выполняется монтаж и проверка приборов оборудования, и затем предстоит надвигка на место постоянной установки над объектом «Укрытие».

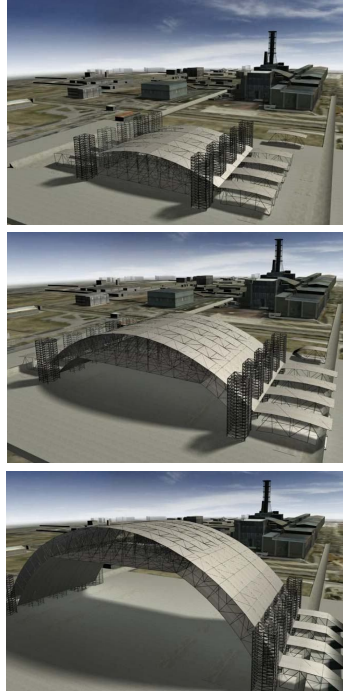


Рис. 4. Этапы монтажа



Рис. 5. НБК, смонтированный на монтажной площадке

2. Конструктивное решение

Основные несущие конструкции представляют собой арочные секции пролетом 257,4 м с высотой в центре пролета равной 108,935 м (рис. 6).

Арки — сквозные решетчатые конструкции с расстояниями между поясами 12 м располагаются с шагом 12,5 м.

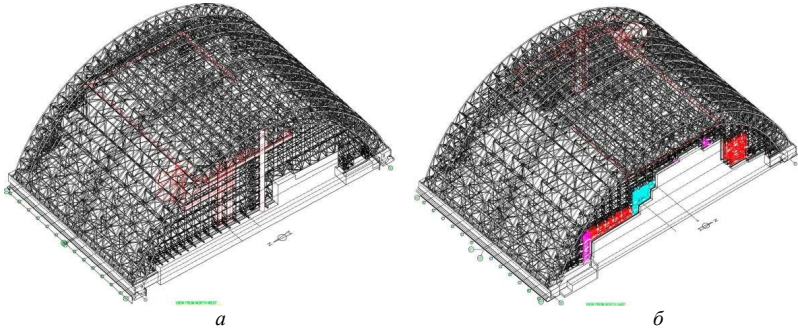


Рис. 6. Расчетная модель несущего каркаса: *а* – вид со стороны западной стены, *б* – вид со стороны восточной стены

Основную часть составляют 13 арок расположенных на осях А ... N, кроме того для организации торцевых стен предусматривается две дополнительные арки на осях А0 и N0, а из условий монтажа центральная арка по оси G проектируется сдвоенной. По рабочей схеме каждая такая конструкция представляет собой двухшарнирную арку, передающую распор на фундаменты. На отметке 85,344 м к арке присоединяется вторичная ферма, конструкции которой являются одной из основных частей крановой платформы.

Арки соединяются между собой системой связей по верхним и нижним поясам, которые вместе с конструкциями арок образуют цилиндрический свод, работающий как пространственная сквозная цилиндрическая оболочка. По торцам цилиндрического свода предусматривается устройство стен, несущая часть которых тоже решена в форме сквозной конструкции.

Восточная стена, которая при надвижке НБК в проектное положение должна пройти над существующими конструкциями объекта «Укрытие», имеет ряд откидных панелей (помечены цветом на рис. 6.б). Они занимают проектное положение лишь после надвижки НБК (рис. 7).

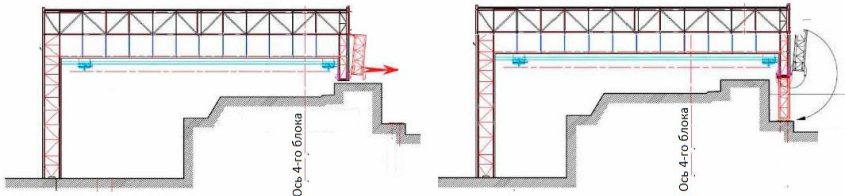


Рис. 7. Функционирование откидных панелей

Западная стена также подвешена к арочному своду и в таком виде она существует во время сборки и передвижки конструкций НБК. Однако в районе центра арки в состав стены включена мощная стойка, которая в проектном положении НБК поддомкрачивается и включается в работу на вертикальные нагрузки, передавая его на фундамент. Все прочие стойки остаются подвешенными, и имеют внизу только горизонтальные опоры.

3. Сопоставление результатов дублирующих расчетов

Проектирование и все расчеты выполнялось фирмой Cabinet JAILET-ROUBY по программе HERCULES. УкрНИИ ПСК и SCAD Soft выполняли проверку на соответствие нормативным документам Украины по программе СКАД [2], что повлекло за собой полное дублирование всех расчетов.

Нормы Украины, равно как и Еврокоды базируются на использовании метода расчетных предельных состояний и в этом смысле не имеют принципиальных различий. Однако в деталях, в том числе и весьма важных, наблюдаются определенные различия. Они сосредоточены вокруг двух проблем:

- правил выбора расчетных сочетаний нагрузок;
- методологии проверки прочности и устойчивости элементов.

В связи с этим большое значение придавалось методике сопоставления результатов. Проверялось совпадение результатов по заранее выбранному набору внутренних усилий и перемещений. Кроме того был выполнен модальный анализ и сопоставлены первые пять частот и форм собственных колебаний.

Вместо обычно используемой оценки расхождения

$$\Delta_X = \frac{X_1 - X_2}{X_1} \times 100 (\%)$$

сопоставление усилий и моментов выполнялось

$$\Delta_{0N} = \frac{N_1 - N_2}{AR_d} \times 100 (\%), \quad \Delta_{0M} = \frac{M_1 - M_2}{WR_d} \times 100 (\%).$$

Тогда расхождения становятся физически значимыми, а не формальными. Их значения позволяют судить о влиянии неточности на результат расчетных проверок, как видно из табл. 1, когда оказывается, что расхождение на 18,4% с точки зрения значимости абсолютно ничтожно.

Таблица 1

Пример сопоставления результатов

Элемент	Сечение	N_1	N_2	$\Delta_N, \%$	$\Delta_{0N}, \%$
1	1	-220.0	-222.4	1.073	0.166
1	2	-14.9	-12.1	18.403	0.262
3	1	-460.9	-462.2	0.281	0.168
3	2	61.7	58.7	4.891	0.181
12	1	-56.8	-53.6	5.582	0.380
12	2	2.3	2.1	9.582	0.031

4. Об учете податливости основания

Основные фундаменты арок выполнены в виде бетонного балочного ростверка на бетонных сваях. Для такой конструкции по программе была получена матрица жесткости, которую после калибровки по данным испытания монтажной сваи вводили в программу СКАД. Расчетная модель, в которой использована указанная матрица жесткости, далее называется моделью E1 (Elastik-1).

Другие данные о податливости оголовков свай были получены в институте КиЭП во время расчета фундаментов. Расчетная модель E2 (Elastik-2), в которой сваи были представлены стержневыми конечными элементами, опирающимися на упругие опоры, с помощью которых моделировалась работа грунтового основания. И, наконец, рассматривалась модель жесткого основания R. Таким образом, сопоставление выполнено для трех пространственных расчетных моделей, типичный результат можно увидеть в табл. 2.

Из полученных данных видно, что расхождения между результатами расчета по трем расчетным схемам не принципиальны, и при расчете каркаса вполне возможно не учитывать податливость основания.

Таблица 2

Оценка влияния податливости основания

Нагружение	Усилия в элементе 70 (труба 813x20)			Максимальное относительное расхождение
	Модель E1	Модель E2	Модель R	
Кван-1	-10.566	-10.09	-10.616	2.73E-05

Кран-2	0.165	-0.40	0.29	1.31E-03
Снег-1	-23.055	-23.50	-22.913	1.42E-05
Снег-2	-66.967	-67.44	-66.765	5.53E-06
Снег-3	-27.809	-27.80	-27.73	1.57E-06
Ветер-1	-0.22	-0.57	-0.208	9.57E-04
Ветер-2	42.638	41.49	42.699	1.56E-05
Ветер-3	48.848	47.50	48.949	1.63E-05
Ветер-4	-1.949	-1.56	-2.03	1.27E-04
Собств. вес	-316.225	-311.46	-316.537	8.84E-06
Полезная	-36.075	-36.03	-36.02	8.42E-07

5. Варианты нагружения

При расчете НБК мы столкнулись с проблемой очень большого числа вариантов нагружения. Вместо обычного числа в несколько десятков нагружений, пришлось вести расчет на 572 варианта нагружения.

Так, например, для выявления расчетных направлений действия ветра предварительно были указаны критерии отбора, такие как экстремальное перемещение вершины арки, максимальная разность смещений опор крана, экстремальные реакции в опорах арок и т.д. Так было найдено 42 расчетных направления ветрового потока.

Крановая нагрузка зависит от того, какой вариант сменного грузоподъемного оборудования используется (классическая тележка, защищенная тележка, тележка с тросовой подвесной системой, телескопическая мачта), и от того, в каком положении находятся краны и их тележки. Всего рассмотрено 11 положений мостовых кранов и в каждом положении рассматривается 9 позиций грузовой тележки. Кроме того для каждого положения кранов как отдельные варианты нагружения рассматривались случаи действия вертикального давления колес крана и горизонтальные воздействия от продольного или от поперечного торможения. Итого пришлось рассматривать 324 нагружения крановыми воздействиями.

Для нагрузки от смерча рассмотрено 196 вариантов нагружения, отличающихся положением оси смерчевой воронки и направлением перемещения этой оси. Для каждого положения воронки смерча (кружки на рис. 8.а) рассматривается четыре направления движения.

В качестве примера на рис. 8.б показано распределение нагрузок от воздействия смерча класса 3.0 в позиции, отмеченной на рис. 8.а залитым кружком, при движении смерча по направлению «юг-север».

Правила составления расчетных сочетаний нагрузок, которые формируются как набор их расчетных значений или соответствующих им усилий и/или перемещений и используется для проверки конструкции в определенном предельном состоянии и в определенной расчетной ситуации. Выбор расчетных сочетаний выполнялся в программе СКАД. Эта операция занимала наибольшее время (до трех часов).

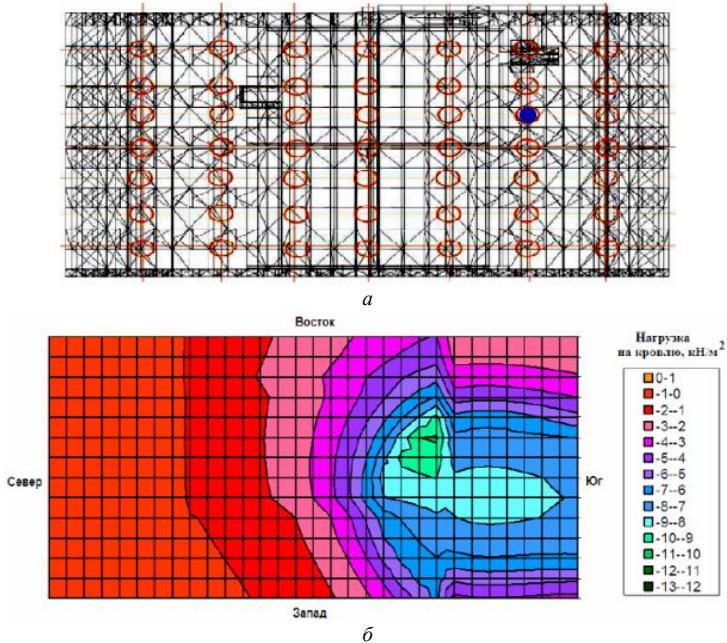


Рис. 8. Нагрузки на кровлю НБК от смерча класса 3.0

По выбранным расчетным сочетаниям выполнялись все предусмотренные нормами проверки прочности и устойчивости. Практически всегда определяющими являлись расчетные сочетания аварийного режима работы, когда на НБК действовал смерч класса 3.0.

6. Методика проверки несущей способности

Поскольку на предварительной стадии проверка несущей способности выполнялась по методике Еврокода-3, а на заключительном этапе проектирования — по методике СНиП II-23-81*, то было выполнено их детальное сравнение.

Одним из существенных различий является то, что Еврокод вводит классификацию поперечных сечений конструкций по их способности

работать за пределом упругости и после местного выпучивания элементов сечения, в то время как в СНиП такая классификация отсутствует.

Методики проверок прочности и устойчивости поперечных сечений элементов по СНиП и Еврокоду во многих случаях достаточно существенно расходятся [5]. Различается не только форма выполнения, но зачастую и комплекс учитываемых расчетных параметров. Типичным примером может быть проверка устойчивости сжатых элементов. Здесь в отличие от СНиП, где коэффициент продольного изгиба φ дифференцирован в зависимости от расчетного сопротивления, но не зависит от формы сечения, начальных искривлений и случайных эксцентриситетов, эти факторы учитываются напрямую.

7. Влияние смерча класса 3.0

Проверка на воздействие запроектного события в форме смерча класса 3.0 выполнялась в соответствии со специально разработанным техническим заданием в предположении обеспечения целостности обшивки основного защитного сооружения НБК. При этом:

- воздействие смерча класса 3.0 на НБК учитывалось в сочетании только с постоянными нагрузками;
- учитывалась возможность возникновения ограниченных пластических деформаций в элементах несущих конструкций основного защитного сооружения НБК и использования для этого формулы (49) из СНиП II-23-81*;
- не учитывались возможные локальные перенапряжения в узлах конструкций, которые не приводят к нарушению устойчивости основных несущих конструкций.

Результаты проверочных расчетов показали, что для многих элементов предварительно запроектированного варианта НБК не обеспечивается прочность или устойчивость. На рис. 9 эти элементы выделены красным цветом.

Были определены все необходимые замены элементов, обеспечивающие выполнение требований по несущей способности конструкций при действии смерча класса 3.0.

Обычно в инженерной практике сечения меняются незначительно и перерасчет системы с новыми значениями жесткостей не выполняют. Начиная с руководства [4] перерасчет рекомендовался лишь в том случае, когда после подбора сечений соотношение жесткостей элементов менялось на 30% и более.

Учитывая уникальность объекта в данном случае было принято решение выполнить перерасчет с учетом изменившихся значений жесткости усиленных элементов, не обращая внимание на величину изменения соотношения между жесткостями. После перерасчета вновь оказалось, что

требуется усиление некоторых элементов НБК и выяснилось, что количество требующихся итераций является неожиданно большим. По-видимому, такой результат связан с большим числом вариантов нагружения, когда после изменения жесткостей меняется расчетная комбинация нагрузок.

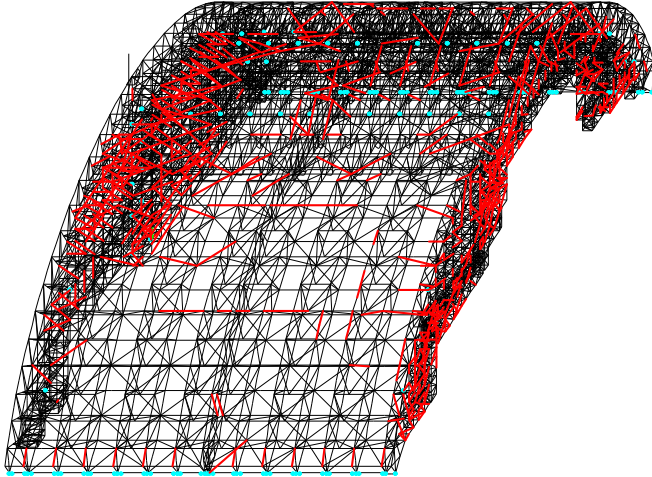


Рис. 9. Цветовая индикация результатов расчета на действие смерча

При расчете на действие смерча пришлось выполнить 17 итераций (рис. 10). Дополнительный расход стали, который необходим для всех требуемых замен сечений, составил 344,47 тонн (2,7%).

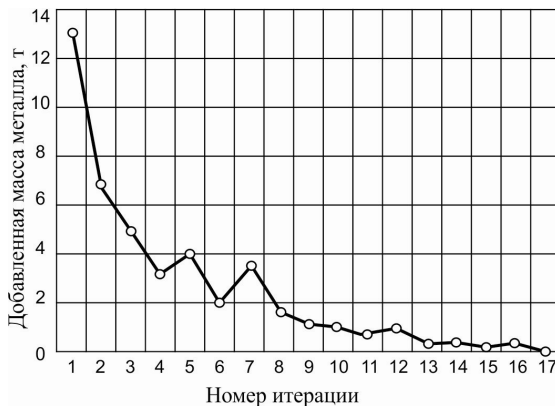


Рис. 10. Изменение добавляемой массы

8. Проверка на сейсмические нагрузки

Расчет по нормативной методике

В соответствии с указаниями норм проектирования [1] при расчетах на сейсмические воздействия учитываются действие необходимо учитывать постоянные нагрузки, временные длительные нагрузки и вес моста крана, вес тележки, а также вес груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0,3.

Из временных нагрузок длительной составляющей обладают только полезные нагрузки и снеговая нагрузка. Проверялись различные конфигурации расположения снега на покрытиях, при этом было проведено четыре независимых варианта расчета для четырех различных положений кранов:

- краны сосредоточены в восточной части НБК;
- краны сосредоточены в западной части НБК;
- краны сосредоточены в центральной части НБК;
- половина кранов расположена в западной, а вторая половина в восточной части НБК.

Во всех вариантах предполагалось, что груз находится в центре пролета.

Количество принимаемых во внимание форм собственных колебаний определялось в соответствии с указаниями п. 2.3.1 ДБН 1.1-12:2006, в соответствии с которым сумма модальных масс должна быть не менее 85% полной суммы модальных масс при колебаниях в горизонтальном направлении и не менее 75% при колебаниях в вертикальном направлении.

Определение числа учитываемых форм собственных колебаний по этому условию выполняется автоматически при расчетах по программе SCAD. Для различных вариантов нагружения это число оказывается разным, поскольку изменяются инерционные свойства объекта, однако сами частоты и формы собственных колебаний меняются незначительно.

Расчет по спектральному методу выполнялся традиционным способом, за исключением того, что использовался специально разработанный Институтом геофизики для площадки Чернобыльской АЭС график спектрального коэффициента динамичности, который был введен в расчетную программу «Редактором коэффициентов динамичности» системы SCAD Office.

Расчет на действие акселерограммы

Для сооружений такого уровня ответственности, как НБК, нормы Украины предусматривают выполнение прямого динамического расчета с использованием акселерограмм. Одновременно необходим и расчет и по

спектральному методу, а окончательно следует принимать более невыгодное решение.

Трехкомпонентные акселерограммы расчетных землетрясений были представлены Институтом геофизики им. Субботина НАН Украины. Их проверка выполнялась редактором акселерограмм из SCAD Office. Оказалось, что эти акселерограммы не сбалансированы и приводят к постоянному тренду в диаграммах перемещений, что показано на рис. 11,а. На этом рисунке представлена исходная акселерограмма, ее первый интеграл (велосиграмма) и ее второй интеграл (сейсмограмма).

Поэтому было принято решение выполнить корректировку исходных акселерограмм показателя для всех временных диаграмм. Специалистами GEODYNAMIQUE & STRUCTURE было проверено несколько схем корректировки исходного материала и схемой, которая была выбрана окончательно, стала фильтрация верхних частот 4-го порядка с частотой 0,05Гц. Аналогичные корректировки были выполнены и в программе «Корректировка акселерограмм», входящей в систему SCAD Office, где используется метод корректировки базовой линии [5]. Результаты балансировки акселерограмм оказались схожими при использовании обоих методов: и фильтрация и корректировка базовой линии привели к исчезновению тренда в картине смещений (рис. 11,б).

В расчете по акселерограммам учитывался эффект одновременного возбуждения колебаний по основным рядам опирания арок. Использовалась гипотеза «замороженной акселерограммы», переносимой со скоростью распространения сейсмической волны. Для этого был разработан специальный режим в модуле «Интегрирование уравнений движения» вычислительного комплекса SCAD.

При прямом интегрировании уравнений движения мы получаем слишком большое число результатов, которое очень трудно проанализировать. Для узловых смещений: $4 \times CU \times CT$, где CU – число узлов, CT – число моментов времени, а для усилий в элементах: $6 \times CS \times CT$, где CU – число стержней, CT – число моментов времени.

При общем числе узлов 5947 и количестве элементов 13240 потенциальное число возможных графиков будет равно $5947 \times 4 + 13240 \times 6 = 103228$. Не только инженерный анализ, но и сколь-нибудь полезное разглядывание всех их невозможны. Но поскольку расчет по акселерограммам носит поверочно-контрольный характер, то с точки зрения оценки прочности и устойчивости конструкций основную роль играет сопоставление результатов по двум методикам.

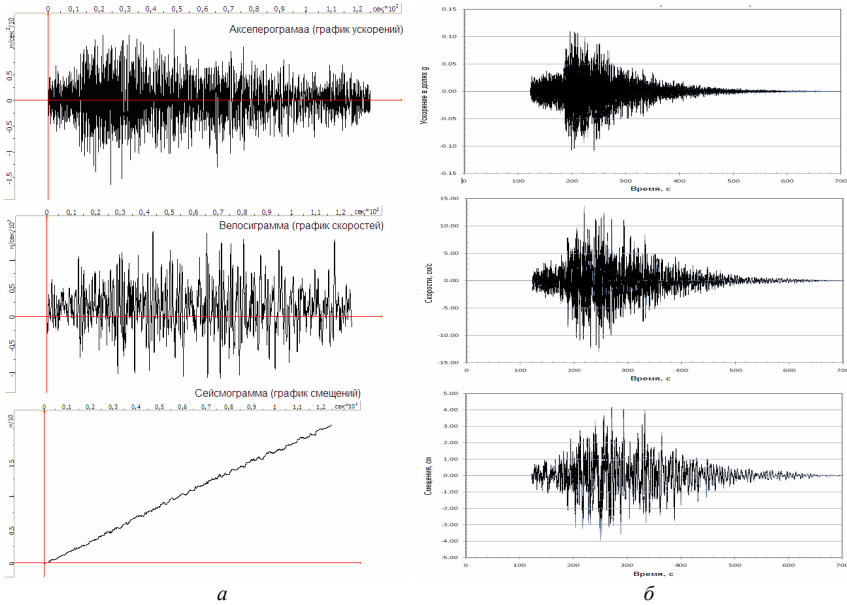


Рис. 11. Анализ акселерограмм: а - исходные, б - скорректированные

Для сопоставлений были отобраны типичные элементы несущих конструкций. Для этих элементов были сопоставлены усилия, которые были вычислены при расчете по классическому спектральному методу, с усилиями, полученными при расчете по акселерограммам. Результаты сопоставления наглядно видны на графиках, представленных на рис. 12. Хорошая корреляция, скорее всего, связана с тем, что специальный график спектрального коэффициента динамичности построен на базе той же акселерограммы.

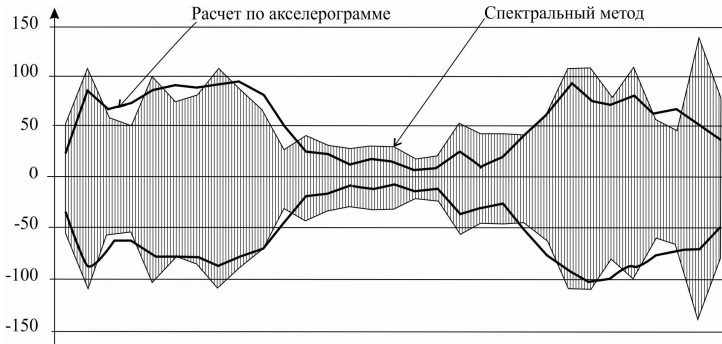


Рис. 12. Огибающие усилий вдоль нижнего пояса арки

Из таких видно графиков, для некоторых элементов наблюдаются превышения усилий, обнаруженных при расчете по акселерограммам по отношению к расчетом по спектральному методу. Однако их величина мала по сравнению с несущей способностью элемента, поскольку определяющим фактором было воздействие смерча класса 3,0, а не сейсмическое воздействие.

9. Выводы

Расчет такого уникального сооружения как НБК обогатил отечественную практику проектирования, а именно:

- была отработана практика сопоставительного анализа расчетов по отечественным и европейским нормам;
- создана и практически опробована методика расчета на сейсмическое воздействие с учетом эффекта одновременного возбуждения колебаний;
- разработана и проверена методика сопоставления результатов сейсмического расчета по акселерограммам и по спектральной методике;
- прошла практическую проверку методика расчета большепролетного сооружения на действие смерча.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво в сейсмічних районах України —К.: Укрархбудінформ, 2006.— 82 с.
2. *Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А. и др.* SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++.— М.: Издательство СКАД СОФТ, изд-во АСВ, 2015 — 808 с.
3. От Укрытия до Конфайнмента четвертого блока Чернобыльской АЭС. Строительные аспекты — К.: Логос, 2006.— 443 с.
4. Стальные конструкции одноэтажных промышленных зданий / КТИС. Руководство по проектированию — М.: Госстройиздат, 1952 — 384 с.
5. *Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохамед Самих Амин.* Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений — СПб.: изд-во ВНИИГ им. Веденева, 1993 — 176 с.
6. *Hoorpah W., Perelmuter A.V.* The steel arch structure for Tchernobyl NSC: Comparative calculation with EC and Ukrainian standards // Proceedings of 6-th European Conference on Steel and Composite Structures. EUROSTEEL 2011, August 31 - September 2, 2011, Budapest, Hungary.

Perelmuter A.V.

ELEMENTS OF ANALYSIS EXPERIENCE OF THE CHERNOBYL NEW SAFE CONFINEMENT

The article provides a brief description of the history of creation, design, design features and the installation process of the New Safe Confinement (NSC), which is an integral part of the measures to stabilize and ensure the security of the Shelter at the Chernobyl nuclear power plant. When designing the NSC, a conservative decision was made that the NSC structures must simultaneously satisfy to the

requirements of both European and Ukrainian national building regulations. Accordingly, all calculations were carried out using the HERCULES and SCAD software complexes, and were completely duplicated. The norms of Ukraine, as well as the Eurocodes, are based on the use of the method of calculated limiting states and, in this sense, do not differ in principle. However, in the details, including very important ones, there are certain differences. That are related to the problems of the rules for choosing of the design load combinations and of the methodology for verification of elements strength and stability. In this regard, great importance was attached to the method of comparing of the results. The results were compared according to a pre-selected set of internal forces and displacements. In addition, a modal analysis was performed and the first five eigenfrequencies and eigenforms of natural oscillations were compared. When calculating the NSC, there was also a problem of a very large number of loading options (combinations). Instead of the usual number of several tens of loads, 572 loading option was calculated. The largest number of loading options was considered due to the need to regard the various locations of the internal bridge cranes in the structure, and the various positions of the axis of the tornado funnel and the direction of movement of this axis with respect to the NSC. Some of these results are presented. The main results of calculations for the action of seismic loads are also given, and the method of comparison of calculation results of seismic load by accelerograms and by spectral method is verified.

UDC 539.3

Perelmuter A.V.

Elements of analysis experience of the Chernobyl new safe confinement // Strength of Materials and Theory of Structures – 2016. – Issue 97. – С. 28 – 42.

The article provides a brief description of the history of creation, design, design features and the installation process of the New Safe Confinement (NSC), which is an integral part of the measures to stabilize and ensure the security of the Shelter at the Chernobyl nuclear power plant. The approaches to the choice of design loadings of the structure are described and the main results of calculations for the effect of a number of loads, including crane loads, the effect of tornado impact, seismic loads, are presented.

Table 2. Fig. 12. Ref. 6.

УДК 539.3

Перельмутер А.В.

Елементи досвіду розрахунку нового безпечного конфайнмента чорнобильської атомної станції // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 28-42.

У статті наведено короткий опис історії створення, проєкування, конструктивних особливостей і процесу монтажу Нового Безпечного Конфайнмента (НБК), який є складовою частиною комплексу заходів щодо стабілізації та забезпечення безпеки об'єкта Укриття на Чорнобильській АЕС. Викладено підходи до вибору розрахункових навантажень конструкції і наведені основні результати розрахунків на дію ряду навантажень в тому числі кранових, впливу торнадо, сейсмічних навантажень.

Табл. 2. Іл. 12. Бібліогр. 6 назв.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, головний науковий співробітник НВО SCAD Soft ПЕРЕЛЬМУТЕР Анатолій Вікторович

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, вул. Просвіти 3-а, Офіс 2, SCAD Soft, ПЕРЕЛЬМУТЕРУ Анатолію Вікторовичу.

Адреса домашня: 03186 Україна, м. Київ, Чоколовський бульвар 19, кв. 52, ПЕРЕЛЬМУТЕРУ Анатолію Вікторовичу

Роб. тел. +38(044) 249-71-93;

мобільний тел.: +38(050) 382-16-25;

дом. тел.: +38(044) 245-72-82;

E-mail – Anatoly.Perelmuter@gmail.com

УДК 539.3

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПРУЖНОГО ЗГИНАННЯ БУРИЛЬНОЇ КОЛОНИ У КАНАЛІ КРИВОЛІНІЙНОЇ НАФТО - ГАЗОВОЇ СВЕРДЛОВИНИ

В.В. Гайдайчук¹,
д-р техн. наук

Л.В. Левківська²,
канд. техн. наук

Я.І. Ковальчик³,
канд. техн. наук

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

²*Національний транспортний університет,
вул Суворова 1, м. Київ, 01010*

³*Національна академія образотворчого мистецтва та архітектури,
вул Вознесенський узвіз 20, м. Київ, 04053*

Використовуючи теорію гнучких криволінійних стержнів, поставлено задачу про пружне згинання бурильних колон у каналах криволінійних свердловин з геометричними недоскональностями їх осевих ліній при виконанні технологічних операцій буріння. Розроблене математичне забезпечення для аналізу цього явища. Чисельними методами досліджено чутливість зовнішніх та внутрішніх силових факторів, які діють на колону, до значень геометричних параметрів цих недосконалостей, а також до режиму виконання спуско-підймальних операцій. Наведено результати комп'ютерного моделювання.

Ключові слова: бурильна колона, криволінійна свердловина, прямі та обернені задачі, геометричні недосконалості, внутрішні і зовнішні сили.

1. Вступ. Сьогодні нафта і природний газ є основою світового паливно-енергетичного балансу. Продукти їх переробки широко використовуються у всіх галузях промисловості, сільського господарства, на транспорті і в побуті. Важко перерахувати всі сфери застосування нафти і природного газу, настільки їх значення в житті сучасного суспільства багатогранне.

Станом на 2014-2015 рр. 42 країни забезпечують щоденний видобуток чорного золота обсягом понад 100 000 барелів. Безумовними лідерами є Росія, Саудівська Аравія і США: 9-10 млн барелів на день. Кожну добу в світі викачують близько 85 млн. барелів нафти. Нові технології дозволяють видобувати її там, де десять років тому це вважалося безперспективним і навіть неможливим.

З українських надр нині щорічно видобувається близько 20 млрд. м³. природного газу, проте цієї кількості замало для нашої держави,

економіка якої потребує ще близько 60 млрд. м³ блакитного палива на рік. Дефіцит вітчизняного природного газу покривається поставками з Європи та Росії, що постійно пов'язане з проблемними і конфліктними ситуаціями, які становлять загрозу для енергетичної безпеки України.

Енергетична безпека України є досить вразливою, оскільки наша держава енергетично залежна від інших країн на 80% по нафті і на 75% по газу.

Справжнім випробуванням для української нафтогазової галузі став 2014 р. Відбулося кілька значущих подій, які докорінно змінили ринок, передусім газовий. Через анексію Криму Україна втратила контроль над державною компанією "Чорноморнафтогаз" і над чорноморським шельфом, де працювали дві нові плавучі установки, а отже, втратила майже 2 млрд. м³ газу щорічно або 10% видобутку. Інша частина видобувних потужностей України нині знаходиться на окупованій території Донбасу, тут втрати оцінюються в 50 млн. м³.

Враховуючи, що питання освоєння нових підземних енергетичних ресурсів та інтенсифікація їх добування для України постає дедалі гостро, проблема теоретичного моделювання механіки згинання бурильних колон у каналах криволінійних нафто-газових свердловин з метою запобігання їх аварійних режимів є досить актуальною.

2. Аналіз науково-технічної літератури з даного напрямку дослідження. Аналіз сучасної науково-технічної літератури (в основному, англومовної) [1, 2] показав, що теоретичне дослідження бурильних колон у каналах криволінійних свердловин зводиться до розгляду спрощених моделей будівельної механіки руху абсолютно гнучкої нитки і найпростіших траєкторій свердловин, що складаються з прямолінійних ділянок, з'єднаних дугами кіл або ланцюгових ліній. Такий підхід може бути використаний лише для свердловин з ідеальною геометрією і не придатний для реальних свердловин [3].

Особливості проблеми теоретичного моделювання механіки поведінки криволінійних бурильних колон полягають в тому, що при її розгляді необхідно обчислювати як внутрішні поздовжні та поперечні сили і моменти, так і зовнішні сили контактної та фрикційної взаємодії колони зі стінкою свердловини. Для визначення внутрішніх сил, як правило, ставляться прямі задачі будівельної механіки, у той час як зовнішні сили обчислюються шляхом постановки обернених задач. У роботах авторського колективу В.І. Гуляєв, В.В. Гайдайчук, Л.В. Левківська (Гловач), С.М. Худолій, І.Л. Соловійов [5, 6] показано, що ці задачі повинні ставитися спільно з використанням теорії гнучких криволінійних стержнів [4].

В публікаціях [7, 8] виконані дослідження процесів переміщення (спуску, підйому, функціонування) бурильних колон у криволінійних свердловинах, представлена методика обчислення сил опору руху та сил контактної взаємодії між трубою колони і стінкою свердловини.

Дана стаття присвячена вдосконаленню розробленої раніше авторами математичної моделі пружного нелінійного деформування бурильних колон у каналах криволінійних свердловин [5 – 8] шляхом відмови від використання в розв'язувальних рівняннях геометричних характеристик, пов'язаних з радіусами кривини та скруту осьової лінії свердловини і переходу до функцій кривини та скруту. Такий підхід дозволяє спростити структуру розв'язувальних рівнянь і виключити з розгляду розривні функції геометричних характеристик.

3. Методика моделювання пружного згинання бурильної колони у каналі криволінійної свердловини. При моделюванні пружного деформування трубчасті бурильної колони в криволінійній свердловині з відомою геометрією в процесі буріння та виконання спуско-підйомних операцій, здійснюваних під дією поздовжньої сили F_z в точці її підвісу і крутного моменту M_z , а також розподілених сил тяжіння f^{gr} , сил f^c контактної взаємодії між БК та стінкою свердловини, сил f^{fr} і моментів m^{fr} їх фрикційної взаємодії, приймемо, що осьова лінія бурильної колони збігається з осьовою лінією свердловини. Тому можна вважати, що пружна лінія $x(s)$, $y(s)$, $z(s)$ бурильної колони також відома і можна знайти всі її геометричні характеристики. Тут s – натуральний параметр, який вимірюється довжиною колони від деякої початкової точки до поточної.

Будемо вважати, що внаслідок деяких причин технологічного характеру, в обрис осьової лінії свердловини внесені локалізовані геометричні спотворення, причому спотворення проектної траєкторії свердловини не може супроводжуватися утворенням зламів її осьової лінії, і вона є диференційовною по параметру s . При цьому, однак, якщо ці недосконалості є дрібномасштабними, то функції кривизни кривої $k_R(s)$ і кручення $k_T(s)$ можуть набувати чималих значень. Будемо вважати також, що осьові лінії свердловини і колони збігаються.

Наведемо основні співвідношення, що визначають геометрію осьової лінії криволінійної свердловини.

Нехай рівняння осьової лінії свердловини в декартовій системі координат $Oxyz$ мають вигляд

$$x = x(s), \quad y = y(s), \quad z = z(s) \quad (1)$$

або

$$\rho = \rho(s). \quad (2)$$

Тут $\rho = x \mathbf{i} + y \mathbf{j} + z \mathbf{k}$, де $\mathbf{i}, \mathbf{j}, \mathbf{k}$ – орти системи координат $Oxyz$.

Випишемо основні геометричні співвідношення, що використовуються для постановки задачі про деформування бурильної колони в криволінійній свердловині і побудови диференціальних рівнянь її згинання.

Для задання орієнтації зовнішніх і внутрішніх сил, прикладених до колони введемо рухомий тригранник Френе $\boldsymbol{\tau}, \mathbf{n}, \mathbf{b}$, де $\boldsymbol{\tau}$ – одиничний дотичний вектор, напрямлений у бік зростання s ; одиничний вектор \mathbf{n} , напрямлений по головній нормалі до кривої та одиничний вектор \mathbf{b} , напрямлений по бінормалі так, щоб $\boldsymbol{\tau}, \mathbf{n}$ і \mathbf{b} становили праву систему векторів.

Орт $\boldsymbol{\tau}$ підраховується за формулою

$$\boldsymbol{\tau} = d\rho/ds. \quad (3)$$

Використовуючи другу похідну від ρ по s , побудуємо формулу

$$d^2\rho/ds^2 = k_R \cdot \mathbf{n}, \quad (4)$$

де k_R – кривина осьової лінії, що визначається співвідношенням

$$k_R = \sqrt{(x'')^2 + (y'')^2 + (z'')^2}. \quad (5)$$

Тут штрихом позначено диференціювання по s .

Вектор \mathbf{b} визначається з умови ортогональності системи $\boldsymbol{\tau}, \mathbf{n}, \mathbf{b}$

$$\mathbf{b} = \boldsymbol{\tau} \times \mathbf{n}. \quad (6)$$

Його компоненти знаходяться із співвідношень

$$\begin{aligned} b_x &= \frac{1}{k_R} \left(\frac{dy}{ds} \cdot \frac{d^2z}{ds^2} - \frac{dz}{ds} \cdot \frac{d^2y}{ds^2} \right), \\ b_y &= \frac{1}{k_R} \left(\frac{dz}{ds} \cdot \frac{d^2x}{ds^2} - \frac{dx}{ds} \cdot \frac{d^2z}{ds^2} \right), \\ b_z &= \frac{1}{k_R} \left(\frac{dx}{ds} \cdot \frac{d^2y}{ds^2} - \frac{dy}{ds} \cdot \frac{d^2x}{ds^2} \right). \end{aligned} \quad (7)$$

Поряд із кривиною k_R важливою геометричною характеристикою осьової лінії свердловини є також її скрут k_T . Для його обчислення використовується формула

$$k_T = \boldsymbol{\tau} \cdot \left(\mathbf{n} \times \frac{d\mathbf{n}}{ds} \right). \quad (8)$$

При проведенні розрахунків простіше застосовувати скалярну форма

рівності (8)

$$k_T = k_R^{-2} \begin{vmatrix} x' & y' & z' \\ x'' & y'' & z'' \\ x''' & y''' & z''' \end{vmatrix}. \quad (9)$$

В процесі деформування бурильної колони та під час руху натурального триєдра по його осьовій лінії вздовж координати s доводиться враховувати обертання. Воно характеризується вектором Дарбу

$$\boldsymbol{\Omega} = k_R \mathbf{b} + k_T \boldsymbol{\tau}, \quad (10)$$

який представляє собою вектор повної кривини осьовій лінії та визначається як вектор кутової швидкості обертання натурального тригранника відносно свого початку при русі останнього вздовж пружної лінії в бік зростання s з одиничною лінійною швидкістю.

Необхідно відзначити також, що при використанні базису Френе потрібно враховувати важливу роль перших інтегралів

$$|\boldsymbol{\tau}| = 1, \quad |\mathbf{n}| = 1, \quad \boldsymbol{\tau} \cdot \mathbf{n} = 0, \quad \boldsymbol{\tau} \times \mathbf{n} = \mathbf{b}, \quad (11)$$

які впливають з умови ортонормованості ортів $\boldsymbol{\tau}$, \mathbf{n} , \mathbf{b} .

Введемо пов'язану з поперечним перерізом колони систему головних осей інерції (u, v, w) , в якій вісь w напрямлена вздовж орта $\boldsymbol{\tau}$, а осі u, v орієнтовані вздовж головних осей згину осьової лінії, що являють собою лінії перетину площини поперечного перерізу з головними площинами згину. Так само, як і орти \mathbf{n} , \mathbf{b} , вони лежать в нормальній площині та повернуті на кут χ , відлічуваний від орта \mathbf{n} до осі u .

Вектор кутової швидкості $\boldsymbol{\omega}_\chi$ головного триєдра (u, v, w) визначається співвідношенням $\boldsymbol{\omega}_\chi = \boldsymbol{\Omega} + \frac{d\chi}{ds} \boldsymbol{\tau}$.

Проекції вектора $\boldsymbol{\omega}_\chi$ на осі u, v, w являють собою, відповідно, кривини проекції елемента ds на площини (v, w) і (u, w) і скрут осьової лінії. Прийемо для їх позначення символи p, q, r і обчислимо їх за формулами

$$p = k_R \sin \chi, \quad q = k_R \cos \chi, \quad r = k_T + \frac{d\chi}{ds}. \quad (12)$$

Співвідношення (1) – (12) повністю визначають геометричні характеристики осьової лінії свердловини й пружної лінії колони.

Розглянемо явище згинання бурильної колони при її русі в каналі свердловини в процесі буріння або виконання спуско-підйомних

операцій. Будемо вважати, що кривина k_R та скрут k_T кривої (2) настільки малі, що деформування колони відбувається в пружній стадії.

Напружений стан кожного умовно виділеного елемента бурильної колони визначається головними векторами внутрішніх сил $\mathbf{F}(s)$ і моментів $\mathbf{M}(s)$ у перетинах бурильної колони й розподіленими векторами зовнішніх сил і моментів інтенсивністю $\mathbf{f}(s)$ і $\mathbf{m}(s)$. Сили \mathbf{f} включають у себе сили тяжіння $\mathbf{f}^{gr}(s)$, а також сили контактної взаємодії $\mathbf{f}^c(s)$ й сили тертя $\mathbf{f}^{fr}(s)$ між зовнішньою поверхнею труби БК та стінкою свердловини. Зовнішній розподілений момент $\mathbf{m}(s)$ складається тільки з моменту сил тертя $\mathbf{m}^{fr}(s)$. У зв'язку з цим можна записати векторні рівняння рівноваги

$$\frac{d\mathbf{F}}{ds} = -\mathbf{f}^{gr} - \mathbf{f}^c - \mathbf{f}^{fr}, \quad \frac{d\mathbf{M}}{ds} = -\boldsymbol{\tau} \times \mathbf{F} - \mathbf{m}^{fr}, \quad (13)$$

які інваріантні по відношенню до будь-якої системи координат. У загальному випадку найбільш зручно їх записувати у рухомій системі осей (u, v, w) . Оскільки вона повертається по мірі руху уздовж координати s , необхідно повні похідні $d\mathbf{F}/ds$, $d\mathbf{M}/ds$ представити в рухомій системі. Тоді

$$\frac{d\mathbf{F}}{ds} = \frac{\tilde{d}\mathbf{F}}{ds} + \boldsymbol{\omega}_\chi \times \mathbf{F}, \quad \frac{d\mathbf{M}}{ds} = \frac{\tilde{d}\mathbf{M}}{ds} + \boldsymbol{\omega}_\chi \times \mathbf{M}. \quad (14)$$

Тут значком \sim позначена операція локального диференціювання.

Підставляючи праві частини рівностей (14) в рівняння (13), отримаємо

$$\begin{aligned} \frac{\tilde{d}\mathbf{F}}{ds} &= -\boldsymbol{\omega}_\chi \times \mathbf{F} - \mathbf{f}^{gr} - \mathbf{f}^c - \mathbf{f}^{fr}, \\ \frac{\tilde{d}\mathbf{M}}{ds} &= -\boldsymbol{\omega}_\chi \times \mathbf{M} - \boldsymbol{\tau} \times \mathbf{F} - \mathbf{m}^{fr}. \end{aligned} \quad (15)$$

Випишемо відповідні першому рівнянню три скалярних рівняння рівноваги сил

$$\begin{aligned} \frac{dF_u}{ds} &= r \cdot F_v - k_R \cos \chi \cdot F_w - f_u^{gr} - f_u^c, \\ \frac{dF_v}{ds} &= k_R \sin \chi \cdot F_w - r \cdot F_u - f_v^{gr} - f_v^c, \\ \frac{dF_w}{ds} &= k_R \cos \chi \cdot F_u - k_R \sin \chi \cdot F_v - f_w^{gr} - f_w^{fr}. \end{aligned} \quad (16)$$

З останньої рівності системи (12) будемо мати

$$\frac{d\chi}{ds} = r - k_T. \quad (17)$$

Враховуючи, що осі (u, v, w) є головними осями згину та скруту елемента колони, складові M_u , M_v , M_w моменту \mathbf{M} представимо у вигляді

$$M_u = Ap = Ak_R \sin \chi, \quad M_v = Aq = Ak_R \cos \chi, \quad M_w = Cr, \quad (18)$$

де $A = EI$; $C = GI_0$; E, G – модулі пружності матеріалу бурильної колони при розтягу й зсуві; I, I_0 – осьовий і полярний моменти інерції поперечного перерізу труби бурильної колони.

За допомогою рівностей (18) й (17) друге векторне рівняння (15) зведемо до системи трьох скалярних рівнянь рівноваги моментів

$$\begin{aligned} \frac{dk_R}{ds} \sin \chi + k_R \cos \chi \cdot (r - k_T) &= \frac{A - C}{A} \cdot k_R \cos \chi \cdot r + \frac{F_v}{A}, \\ \frac{dk_R}{ds} \cos \chi - k_R \sin \chi \cdot (r - k_T) &= \frac{C - A}{A} \cdot k_R \sin \chi \cdot r - \frac{F_u}{A}, \end{aligned} \quad (19)$$

$$\frac{dr}{ds} = -\frac{m_w^{fr}}{C}.$$

Якщо геометрія осової лінії свердловини відома, рівняння (16), (19) дозволяють сформулювати задачу про контактному взаємодії бурильної колони з її стінкою в процесі буріння й виконання спуско-підйомних операцій.

Система шести рівнянь (16), (19) містить тільки три функції сил $F_u(s)$, $F_v(s)$, $F_w(s)$ й функцію кута пружного скруту χ , через яку при заданих k_R і k_T обчислюються моменти (18). Тим не менш, вона є недовизначеною, оскільки до неї входять також зовнішні розподілені сили контактної взаємодії $f_u^c(s)$, $f_v^c(s)$, що підлягають визначенню, й сила $f_w^{fr}(s)$, а також момент $m_w^{fr}(s)$ сил тертя. Нагадаємо, що задачі будівельної механіки, у яких внутрішні сили (або моменти) частково відомі, а деякі зовнішні сили (зазвичай це контактні сили або сили тертя) підлягають визначенню, називаються оберненими.

Для формулювання оберненої задачі в даному випадку зведемо перші два рівняння системи (19) до вигляду

$$\begin{aligned}
 F_u &= -A \frac{d k_R}{ds} \cos \chi - A k_R k_T \sin \chi + C k_R r \sin \chi, \\
 F_v &= A \frac{d k_R}{ds} \sin \chi - A k_R k_T \cos \chi + C k_R r \cos \chi.
 \end{aligned}
 \tag{20}$$

Продиференціюємо по s обидві частини цієї системи

$$\begin{aligned}
 \frac{dF_u}{ds} &= -A \frac{d^2 k_R}{ds^2} \cos \chi + A \frac{d k_R}{ds} \sin \chi \frac{d\chi}{ds} - A \frac{d k_R}{ds} k_T \sin \chi - \\
 &\quad - A k_R \frac{d k_T}{ds} \sin \chi - A k_R k_T \cos \chi \frac{d\chi}{ds} + C \frac{d k_R}{ds} r \sin \chi + \\
 &\quad + C k_R \frac{d r}{ds} \sin \chi + C k_R r \cos \chi \frac{d\chi}{ds}, \\
 \frac{dF_v}{ds} &= A \frac{d^2 k_R}{ds^2} \sin \chi + A \frac{d k_R}{ds} \cos \chi \frac{d\chi}{ds} - A \frac{d k_R}{ds} k_T \cos \chi - \\
 &\quad - A k_R \frac{d k_T}{ds} \cos \chi + A k_R k_T \sin \chi \frac{d\chi}{ds} + C \frac{d k_R}{ds} r \cos \chi + \\
 &\quad + C k_R \frac{d r}{ds} \cos \chi - C k_R r \sin \chi \frac{d\chi}{ds}.
 \end{aligned}$$

Після чого прирівняємо їх праві частини до правих частин двох перших рівностей системи (16). З урахуванням рівностей системи (20) отримаємо

$$\begin{aligned}
 f_u^c &= A \frac{d}{ds} \left(\frac{d k_R}{ds} \right) \cos \chi - A k_R k_T^2 \cos \chi + C k_R k_T r \cos \chi + \\
 &\quad + 2A \frac{d k_R}{ds} k_T \sin \chi + A k_R \frac{d k_T}{ds} \sin \chi - C \frac{d k_R}{ds} r \sin \chi + \\
 &\quad + m_w^{fr} k_R \sin \chi - F_w k_R \cos \chi - f_u^{gr},
 \end{aligned}
 \tag{21}$$

$$\begin{aligned}
 f_v^c &= -A \frac{d}{ds} \left(\frac{d k_R}{ds} \right) \sin \chi + A k_R k_T^2 \sin \chi - C k_R k_T r \sin \chi + \\
 &\quad + 2A \frac{d k_R}{ds} k_T \cos \chi + A k_R \frac{d k_T}{ds} \cos \chi - C \frac{d k_R}{ds} r \cos \chi + \\
 &\quad + m_w^{fr} k_R \cos \chi + F_w k_R \sin \chi - f_u^{gr}.
 \end{aligned}$$

За допомогою рівностей (21) підрахуємо повну силу контактної взаємодії бурильної колони й стінки свердловини

$$f^c = \sqrt{(f_u^c)^2 + (f_v^c)^2}.
 \tag{22}$$

Будемо вважати, що при бурінні й виконанні спуско-підйомних операцій бурильної колони одночасно здійснює осьовий рух зі швидкістю \dot{w} і обертається з кутовою швидкістю ω . Тоді повну силу тертя $f^{fr} = \mu \cdot f^c$ можна розкласти на дві взаємно перпендикулярні складові

$$\begin{aligned} f_w^{fr} &= \pm \mu \cdot f^c \frac{\dot{w}}{\sqrt{\dot{w}^2 + (\omega d/2)^2}}, \\ f_\omega^{fr} &= \pm \mu \cdot f^c \frac{\omega d}{2\sqrt{\dot{w}^2 + (\omega d/2)^2}}, \end{aligned} \quad (23)$$

які пропорційні відповідним компонентам швидкостей \dot{w} та $\omega d/2$. Тут μ – коефіцієнт тертя; d – зовнішній діаметр труби бурильної колони.

Перша з цих сил перешкоджає осьовому руху бурильної колони, друга спрямована в коловому напрямку й призводить до виникнення розподіленого моменту сил тертя

$$m_w^{fr} = f_\omega^{fr} \cdot \frac{d}{2} = \pm \mu \cdot f^c \frac{\omega d^2}{4\sqrt{\dot{w}^2 + (\omega d/2)^2}}. \quad (24)$$

Знаки « \pm » в формулах (23), (24) вибираються в залежності від напрямків руху й обертання бурильної колони.

Виведені співвідношення дозволяють сформулювати систему рівнянь пружного згинання бурильної колони в свердловині із заданою осьовою лінією в остаточному вигляді

$$\begin{aligned} \frac{d\chi}{ds} &= r - k_T, & \frac{dr}{ds} &= -\frac{1}{C} m_w^{fr}, \\ \frac{dF_w}{ds} &= k_R \cos \chi \cdot F_u - k_R \sin \chi \cdot F_v - f_w^{gr} - f_w^{fr}, \\ F_u &= -A \frac{dk_R}{ds} \cos \chi - A k_R k_T \sin \chi + C k_R r \sin \chi, \\ F_v &= A \frac{dk_R}{ds} \sin \chi - A k_R k_T \cos \chi + C k_R r \cos \chi, \\ f_w^{fr} &= \pm \mu \cdot \sqrt{(f_u^c)^2 + (f_v^c)^2} \frac{\dot{w}}{\sqrt{\dot{w}^2 + (\omega d/2)^2}}, \\ m_w^{fr} &= \pm \mu \cdot \sqrt{(f_u^c)^2 + (f_v^c)^2} \frac{\omega d^2/4}{\sqrt{\dot{w}^2 + (\omega d/2)^2}}, \end{aligned} \quad (25)$$

$$\begin{aligned}
 f_u^c &= A \frac{d^2 k_R}{ds^2} \cos \chi - A k_R k_T^2 \cos \chi + C k_R k_T r \cos \chi + \\
 &+ 2 A \frac{d k_R}{ds} k_T \sin \chi + A k_R \frac{d k_T}{ds} \sin \chi - C \frac{d k_R}{ds} r \sin \chi + \\
 &+ m_w^{fr} k_R \sin \chi - F_w k_R \cos \chi - f_u^{gr}, \\
 f_v^c &= -A \frac{d^2 k_R}{ds^2} \sin \chi + A k_R k_T^2 \sin \chi - C k_R k_T r \sin \chi + \\
 &+ 2 A \frac{d k_R}{ds} k_T \cos \chi + A k_R \frac{d k_T}{ds} \cos \chi - C \frac{d k_R}{ds} r \cos \chi + \\
 &+ m_w^{fr} k_R \cos \chi + F_w k_R \sin \chi - f_u^{gr}.
 \end{aligned}$$

Побудована система рівнянь дає можливість на кожному етапі виконання технологічних операцій буріння визначити параметри напруженого стану бурильної колони та сил опору, що генеруються при її осьовому і обертальному рухах.

При такому підході головною складністю є задача обчислення геометричних характеристик осьової лінії бурильної колони. Оскільки осьова лінія свердловини з локалізованими геометричними недосконалотями описується досить складними аналітичними виразами, для обчислення функції кривини $k_R(s)$ та скруту кривої $k_T(s)$ і їхніх похідних можна використовувати метод скінчених різниць. Для досягнення прийнятної точності при їх знаходженні необхідно крок диференціювання та інтегрування Δs вибирати досить малим.

4. Результати числових досліджень. З допомогою розробленої удосконаленої методики проводилось дослідження впливу спіральних і косинусоїдальних недосконалотей осьової лінії свердловини на значення сил опору осьовому руху бурильної колони та режим виконання спуско-підіймальних операцій. До розгляду брались нижні фрагменти свердловин, осьова лінія яких є умовно прямолінійною та нахиленою до горизонтальної площини під деяким кутом β , а також цілі комбіновані свердловини, що складаються з верхньої криволінійної ділянки та нижньої умовно прямолінійної (рис. 1). В обох випадках вважалось, що на прямолінійних ділянках на осьову лінію накладені геометричні недосконалоті у формі кругової циліндричної спіралі або плоскої гармоніки з однаковими значеннями їх амплітудних величин a та довжин хвиль λ .

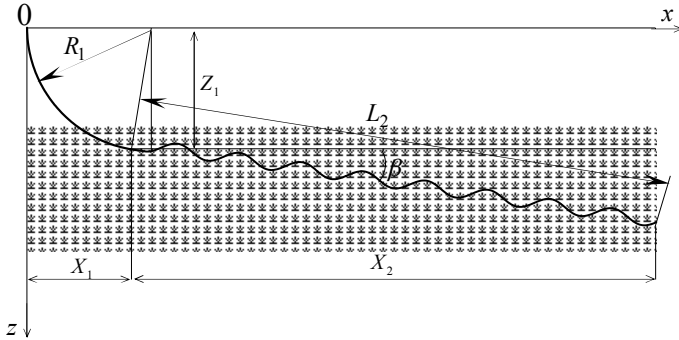


Рис. 1. Геометрична схема траєкторії осьової лінії свердловини, утвореної з двох частин

Рівняння осьової лінії свердловини з недосконаlostями у формі циліндричної спіралі вибирались у вигляді

$$\begin{aligned} x &= s \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta + [a \sin(s \cdot \cos \alpha / a)] \cdot \sin \beta, \\ y &= a \cdot \cos(s \cdot \cos \alpha / a), \\ z &= -s \cdot \sin \alpha \cdot \sin \beta + [a \sin(s \cdot \cos \alpha / a)] \cdot \cos \beta, \end{aligned} \quad (26)$$

де a – радіус спіралі; α – кут підйому спіралі.

Рівняння осьової лінії свердловини з косинусоїдальними недосконаlostями мали вид

$$\begin{aligned} x &= \lambda \vartheta \cos \beta / 2\pi + a \cos \vartheta \sin \beta, \quad y = 0, \\ z &= -\lambda \vartheta \sin \beta / 2\pi + a \cos \vartheta \cos \beta, \end{aligned} \quad (27)$$

де a – амплітуда недосконаlostі; λ – крок недосконаlostі; ϑ – новий незалежний параметр.

Розрахунки сил опору для бурильної колони у свердловині, утвореній з ділянки дуги кола та умовно прямолінійної ділянки з косинусоїдальними недосконаlostями (рис. 1), виконані при значеннях кута нахилу до горизонталі колони на другій ділянці $\beta = 0$, $\beta = 0,9 \arctg \mu = 0,18 \text{ рад.}$, $\beta = \arctg \mu = 0,2 \text{ рад.}$, $\beta = 1,1 \arctg \mu = 0,22 \text{ рад.}$ і параметрів a , λ , що визначають амплітуду $0,1 \leq a \leq 5$ м й довжину хвилі $100 \leq \lambda \leq 400$ м гармоніки косинусоїдального відхилення геометрії свердловини від прямолінійної форми показали, що у випадку підйому колони при довжині хвилі $\lambda \geq 200$ м, сила $F_w(0)$, з якою колони підтримується в точці її підвісу до бурильної установки, мало залежить від a і не перевищує G зі зміною β . При $\lambda = 100$ м вплив величини a на

силу $F_w(0)$ стає більш відчутним, а при $\lambda < 100\text{м}$ ця величина взагалі стає дуже чутливою до a , швидко зростає й перевищує G .

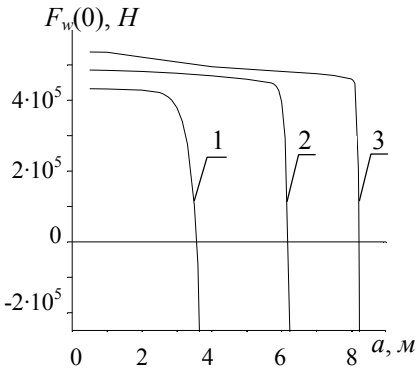


Рис. 2. Графік залежності поздовжньої сили $F_w(0)$ в точці підвісу від амплітуди хвилі a та геометричної недосконалості

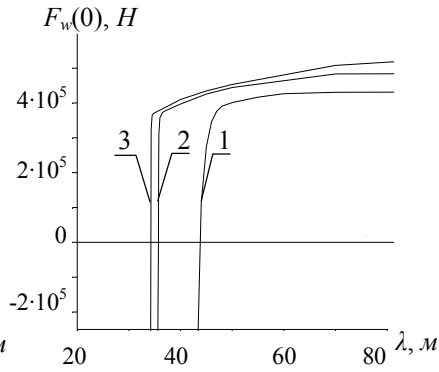


Рис. 3. Графік залежності поздовжньої сили $F_w(0)$ в точці підвісу від довжини хвилі λ та геометричної недосконалості

Щоб підібрати значення кута β , при якому бурильна колона могла б спускатися в свердловину під дією сил тяжіння без підштовхування її зверху, були проведені розрахунки при величині β , що лежить в околі значення кута тертя $\arctg\mu$. На рис. 2 показані графіки залежності $F_w(0)$ від a при $\lambda = 100\text{м}$ для випадків $\beta = 0,9\arctg\mu$ (крива 1), $\beta = \arctg\mu$ (крива 2) і $\beta = 1,1\arctg\mu$ (крива 3). Можна бачити, що при $\beta = 0,9\arctg\mu$ значення $F_w(0)$ виявляється набагато меншим G і на проміжку $2,5 < a < 3,6\text{м}$ воно швидко спадає до нуля, набуваючи потім від'ємних значень. Тому процес спуску бурильної колони з таким кутом β нахилу її другої ділянки може бути реалізований лише при значеннях амплітуди недосконалостей $a < 3,6\text{м}$. Збільшення кута β до величини $\arctg\mu$ призводить до збільшення сили $F_w(0)$ й граничного значення a до $6,2\text{м}$. Найбільш сприятливим для реалізації процесу спуску виявився випадок $\beta = 1,1\arctg\mu$, при якому граничне значення a досягає $8,25\text{м}$.

На рис. 3. представлені графіки залежності сили опору $F_w(0)$ від довжини хвилі недосконалості λ при $a = 1\text{м}$ для аналогічних значень кутів β . З наведених графіків видно, що випадок $\beta = 1,1\arctg\mu$ знову є найбільш сприятливим для реалізації процесу спуску, причому граничне значення величини λ перебуває в околі 50м . Зі зменшенням λ

спостерігаються їх критичні значення, при яких рух бурильної колони стає неможливим.

Результати розрахунків також показали, що при великих швидкостях обертального руху колони сили опору для спіральних та косинусоїдальних недосконалостей практично співпадають, а зі зменшенням швидкості обертального руху ці сили швидко зростають, що особливо помітно у випадку спіральних недосконалостей.

5. Висновки. Розроблена вдосконалена математична модель пружного нелінійного деформування бурильних колон у каналах криволінійних свердловин, яка заснована на відмові від використання в розв'язувальних рівняннях геометричних характеристик, пов'язаних з радіусами кривини та скруту осьової лінії свердловини і переходу до функцій кривини та скруту з метою спрощення структури розв'язувальних рівнянь і уникнення сингулярностей, пов'язаних зі зверненням у нескінченність радіусів кривини та скруту.

На основі розробленої методики поставлена задача про дослідження пружного згинання та виникнення критичних станів бурильних колон у криволінійних свердловинах, осьова лінія яких має додаткові локальні викривлення, викликані дрібномасштабними косинусоїдальними (плоска задача) і спіральними (просторова задача) геометричними недосконалостями.

Підраховані сили опору, що виникають у процесі здійснення спуско-підіймальних операцій при різних значеннях кута нахилу свердловини і відношеннях між параметрами швидкостей осьового та обертального рухів. Виявлені критичні режими процесів, які розглядаються.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Brett J.F., Beckett A.D., Holt C.A., Smith D.L.* Uses and limitations of drillstring tension and torque models for monitoring hole conditions. SPE Drill. Eng. 1989. No. 4. P. 223 – 229.
2. *Sawaryn, S.J., Thorogood J.L.* "A compendium of directional calculations based on the minimum curvature method" // SPE Drilling & Completion, 2005, March, - p. 24-36.
3. *Mitchell R.F., Samuel R.* How good is the torque / drag model? SPE Drilling & Completion. 2009. P. 62 – 7. March.
4. *Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Кошкин В.Л.* Упругое деформирование, устойчивость и колебания гибких криволинейных стержней. – Киев: Наукова думка, 1992. – 344 с.
5. *Гайдайчук В.В., Худолій С.М., Гловач Л.В.* Теоретична ідентифікація сил опору, що діють на криволінійні бурильні колони // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2006. – №78. – С. 52 – 60.
6. *Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Соловьев И.Л., Гловач Л.В.* Компьютерное моделирование сил сопротивления, действующих на криволинейные бурильные колонны // Проблемы прочности. – 2007. – № 5, – С. 55 – 67.
7. *Gulyayev V.I., Hudolyi S.M., Glovach L.V.* The computer simulation of drill column dragging in inclined bore-holes with geometrical imperfections // International Journal of Solids and Structures. – 2011. – V.48. – P. 110 – 118.

8. *Гуляєв В.І., Андрусенко О.М., Левківська Л.В.* Мінімізація сил опору при осьовому русі бурильної колони криволінійній свердловині // Вісник Національного транспортного університету. Серія "Технічні науки". Науково-технічний збірник. Випуск 1 (31), 2015. – С. 145 – 152.

REFERENCES

1. *Brett J.F., Beckett A.D., Holt C.A., Smith D.L.* Uses and limitations of drillstring tension and torque models for monitoring hole conditions. SPE Drill. Eng. 1989. No. 4. P. 223 – 229.
2. *Sawaryn, S.J., Thorogood J.L.* "A compendium of directional calculations based on the minimum curvature method"// SPE Drilling & Completion, 2005, March, - p. 24-36.
3. *Mitchell R.F., Samuel R.* How good is the torque / drag model? SPE Drilling & Completion. 2009. P. 62 – 7. March.
4. *Gulyayev V.I., Gaidaichuk V.V., Koshkin V.L.* Elastic Deforming, Stability and Vibrations of Flexible Curvilinear Rods. – Kiev, Naukova Dumka, 1992. – 344 p.
5. *Gaidaichuk V.V., Hudoly S.M., Glovach L.V.* Theoretical identification of resistance forces acting on curvilinear drill strings // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2006. – № 78. – P. 52 – 60.
6. *Gulyayev V.I., Gaidaichuk V.V., Solovjov I.L., Glovach L.V.* Numerical simulation of the resistance forces acting on the curvilinear drill strings// International scientific and technical Journal Problems of strength. – 2007. – V. 5. – P. 55 – 67.
7. *Gulyayev V.I., Hudoly S.M., Glovach L.V.* The computer simulation of drill column dragging in inclined bore-holes with geometrical imperfections // International Journal of Solids and Structures. – 2011. – V.48. – P. 110 – 118.
8. *Gulyayev V.I., Andrusenko E.N., Levkivska L.V.* Minimization of resistance forces in axial motion of a drill string in a curve bore-hole // Visnyk National Transport University. Series "Technical sciences". Scientific and Technical Collection. – Kyiv. National Transport University. 2015. – Issue 1 (34). – P. 145 – 152.

Gaidaičuk V.V., Levkivska L.V., Kovalchuk Y.I.

MATHEMATICAL MODELING OF THE DRILL STRING BENDING ELASTIC CHANNEL CURVILINEAR OIL AND GAS BOREHOLES

Using the theory of curvilinear flexible rods, the problem of elastic bending of drill strings in the channels of curvilinear boreholes with geometric imperfections of their axial lines when performing the drilling operation is posed. The improved mathematical model of non-linear elastic deforming of drill strings in the channels of curvilinear boreholes is created. In the model, the stiffnesses in bending, inhomogeneous gravity forces as well as forces of contact and friction interaction of the drill columns with the bore-hole wall are taken into consideration. On the basis of usage of a specially chosen movable reference frame, the simplified constitutive equations are elaborated. They differ by absence of singularities connected with transformation of the radii of curvature and twist into infinity.

Through the use of computer simulation methods the problems about determining the resistance forces and moments in performing lifting-lowering operations are solved. The investigation of the forces sensitivity to the bore-hole trajectory shape is carried out.

The problems about modeling of elastic bending and origin of critical states for drill strings in curvilinear bore-holes with spiral and sinusoidal imperfections are solved. To the consideration were taken lower fragments of wells, the axial line of which is conventionally straight and inclined to the horizontal plane at an angle, as well as whole composite wells, consisting of the upper curvilinear section and the lower conditionally rectilinear. In both cases, it was considered that geometric imperfections in the form of a circular cylindrical spiral or flat harmonic with the same values of their amplitude values and wavelengths were imposed on straight lines on the axial line. The diapasons of geometry and imperfection parameters corresponding to favorable and unfavorable regimes of functioning are found; their critical values corresponding to the drill columns sticking are calculated.

Key words: drill string, curvilinear bore-hole, direct and inverse problems, geometric imperfections, internal and external forces.

Гайдайчук В.В., Левковская Л.В., Ковальчик Я.И.

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ УПРУГОГО ИЗГИБАНИЯ БУРИЛЬНОЙ КОЛОННЫ В КАНАЛЕ КРИВОЛИНЕЙНОЙ НЕФТЕ – ГАЗОВОЙ СКВАЖИНЫ

Используя теорию гибких криволинейных стержней, поставлена задача об упругом изгибании бурильных колонн в каналах криволинейных скважин с геометрическими несовершенствами их осевых линий при выполнении технологических операций бурения. Создано математическое обеспечение для анализа этого явления. Численными методами исследовано влияние внешних и внутренних силовых факторов, действующих на колонну, на значения геометрических параметров этих несовершенств, а также на режим выполнения спуско-подъёмных операций. Приведены результаты компьютерного моделирования.

Ключевые слова: бурильная колонна, криволинейная скважина, прямые и обратные задачи, геометрические несовершенства, внутренние и внешние силы.

УДК 539.3

Гайдайчук В.В., Левківська Л.В., Ковальчик Я.І. Математичне моделювання пружного згинання бурильної колони у каналі криволінійної нафто - газової свердловини // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 43 – 58.

Використовуючи теорію гнучких криволінійних стержнів, поставлено задачу про пружне згинання бурильних колон у каналах криволінійних свердловин з геометричними недоскональностями їх осевих ліній при виконанні технологічних операцій буріння.

Gaidaychuk V.V., Levkivska L.V., Kovalchuk Y. I. Mathematical modeling of the drill string bending elastic channel curvilinear oil and gas boreholes // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue. 97. – P. 43 – 58.

Using the theory of curvilinear flexible rods, the problem of elastic bending of drill strings in the channels of curvilinear boreholes with geometric imperfections of their axial lines when performing the drilling operation is posed.

Гайдайчук В.В., Левковская Л.В., Ковальчик Я.И. Математическое моделирование упругого изгибания бурильной колонны в канале криволинейной нефти – газовой скважины // Соппротивление материалов и теория сооружений. – 2016. – Вип. 97. – С. 43 – 58.

Используя теорию гибких криволинейных стержней, поставлена задача об упругом изгибании бурильных колонн в каналах криволинейных скважин с геометрическими несовершенствами их осевых линий при выполнении технологических операций бурения.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури *ГАЙДАЙЧУК Віктор Васильович*.

Адреса робоча: 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

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент кафедри вищої математики Національного транспортного університету *ЛЕВКІВСЬКА Людмила Володимирівна*.

Адреса робоча: 01103 Україна, м. Київ, вул. Кіквідзе, 42, к. 514, Національний транспортний університет, кафедра вищої математики, *ЛЕВКІВСЬКІЙ Людмилі Володимирівні*.

Моб. тел. +380 (97) 547-57-24;

e-mail: l_v_g@ukr.net

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший викладач кафедри архітектурних конструкцій Національної академії образотворчого мистецтва та архітектури *КОВАЛЬЧИК Ярослав Ігорович*.

Адреса робоча: 04053, Україна, м. Київ, вул. Вознесенський узвіз 20, Національна академія образотворчого мистецтва та архітектури, кафедра архітектурних конструкцій, *КОВАЛЬЧИКУ Ярославу Ігоровичу*.

Моб. тел. +380 (93) 723-49-54;

e-mail: kovalchuk_yaroslav@ukr.net

УДК 539.3

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ФОРМИ ПЕРЕРІЗУ НА ДОВГОВІЧНІСТЬ СТРИЖНІВ В АГРЕСИВНОМУ СЕРЕДОВИЩІ ПРИ СКЛАДНОМУ ВИГІНІ

А.П. Дзюба¹,
д-р техн. наук, проф.,

О.А. Дзюба¹

¹Дніпропетровський національний університет ім. О. Гончара, Дніпропетровськ, Україна

Побудовано алгоритм комп'ютерного моделювання корозійної деградації поверхні стержневих елементів в умовах одночасного впливу агресивного середовища та складного вигину з використанням математичних моделей корозії, що враховують взаємозв'язок напружено-деформованого стану та швидкості корозійного ураження. Досліджено вплив злитності перетину, що характеризує величину відкритої поверхні матеріалу, яка контактує з агресивним середовищем, на параметри довговічності стержневого елемента. Приведені та проаналізовані картини корозійного ураження та залежності, що характеризують зменшення площ, збільшення напружень і зміну периметра перетинів різної конфігурації в часі.

Ключові слова: корозійне ураження, стержневі елементи, алгоритм комп'ютерного моделювання.

Вступ. Постановка задачі. Дослідження міцності та надійності елементів конструкцій сучасної техніки, які функціонують в умовах одночасної дії екстремального термосилового навантаження та агресивного середовища, є досить актуальними [1 – 5]. Особливістю цієї проблеми є те, що у навантаженому елементі конструкції в умовах корозії існує два взаємопов'язаних кінетичних процеси – деформування та корозійного зношування [6, 7]. При цьому напруження на поверхні матеріалу викликає прискорення корозійної деградації, що призводить до зміни (зменшення) геометричних розмірів перерізу, а це, в свою чергу, веде до перерозподілу (у сторону збільшення) напружень і деформацій в елементах конструкцій. Вочевидь також, що чим більшою є поверхня (периметр перерізу), тим більшою виявляється втрата матеріалу елемента конструкції, а отже, і прискорення (у часі) збільшення напружень і подальшого корозійного ураження конструкції.

Таким чином, довговічність конструкцій, взаємодіючих із агресивним середовищем, у значній мірі залежить від конструктивної форми її окремих елементів і у цьому випадку логічним було б застосування елементів конструкцій з якомога меншою площею поверхні (або периметру перерізу), і, відповідно, із меншою втратою матеріалу у часі, внаслідок корозійної деградації.

У той же час широко застосовувані стержневі елементи конструкцій часто мають перерізи раціональної форми з точки зору забезпечення міцності при мінімумі витрат матеріалу у вигляді двутраврів, швелерів, кутників та інших тонкостінних профілів, які у зазначеному вище сенсі недостатньо стійкі до впливу агресивного оточуючого середовища, оскільки мають більшу площу поверхні.

Очевидною в таких умовах є необхідність проведення відповідного порівняльного аналізу раціональних форм перерізів і оцінки довговічності елементів конструкцій, функціонуючих в агресивному середовищі.

У поданій статті дослідження зазначених аспектів проблеми здійснюється шляхом розробки алгоритму комп'ютерного моделювання корозійної деградації поверхні стрижнів, які знаходяться в умовах агресивного середовища і складного вигину, та подальшого чисельного аналізу впливу злитності перерізу (що характеризує величину відкритої поверхні матеріалу, контактуючого з агресивним середовищем, і представляє собою [6] відношення периметра L до площі F перерізу у вигляді $C=L/F$) на параметри довговічності елементів конструкції.

Алгоритм чисельного моделювання корозійної деградації. У загальному випадку математична модель корозійного зношування, що враховує вплив напружено-деформованого стану на процес корозійного руйнування, приймається у вигляді

$$\frac{d\delta}{dt} = f(\delta, \sigma, \bar{V}, \bar{X}, t); \quad \delta|_{t=t_0} = 0, \quad (1)$$

де $\sigma(\bar{X}, t)$ напруження, а $\delta(\bar{X}, t)$ глибина шару корозійного ураження у точці $\bar{X}(x, y, z)$ на поверхні досліджуваного елемента, відповідно; \bar{V} – вектор параметрів, які характеризують ступінь корозійного опору матеріалу та рівень агресивності зовнішнього середовища; t – час.

Найбільш відомими моделями, які враховують вплив напружень на швидкість корозії у розрахунках на міцність, є моделі В.М. Долинського та Є.М. Гутмана [1, 2, 6], які подаються, відповідно, у вигляді:

$$\frac{d\delta}{dt} = \varphi(t)(1 + K\sigma); \quad (2,а)$$

$$\frac{d\delta}{dt} = V(t) \exp(\gamma\sigma), \quad (2,б)$$

де $\varphi(t)$, $V(t)$ – відомі функції (які, у зв'язку зі складністю їх експериментального визначення, у більшості випадків подаються довідковими сталими V_0), що характеризують корозійне зношування

конкретного напруженого матеріалу у певному агресивному середовищі; K , γ – коефіцієнти, що виражають ступінь впливу напружень на швидкість корозії.

Таким чином, задача розрахунку довговічності конструктивного елементу зводиться до інтегрування рівняння математичної моделі корозійного ураження у вигляді (2,а) або (2,б) з метою відшукування змін $\delta(\bar{X}, t)$ положення кожної точки $X(x, y, z)$ поверхні матеріалу (контур перетину) в процесі корозійної деградації від початкового $t = t_0$ до деякого кінцевого (критичного) $t = t^*$ часу існування конструкції. Критичний стан конструкції визначається досягненням граничного $\sigma_{кр}$ для даного матеріалу значення максимального напруження $\sigma(\bar{X}, t)$ у результаті зменшення жорсткісних параметрів перерізу, внаслідок корозійного пошкодження.

Один k -й крок інтегрування початкової задачі (2) може бути поданий у вигляді:

$$\delta^k = \delta^{k-1} + f^{k-1}(\delta^{k-1}, \bar{V}, X^{k-1}, t^{k-1}) \cdot \Delta t; \quad (k=1, 2, 3, \dots). \quad (3)$$

Слід зазначити, що вибір методу розв'язування початкової задачі для рівнянь математичної моделі корозії (2) принципового впливу на структуру алгоритму не має, оскільки на кожному кроці використовується лише результат цього інтегрування у вигляді зміни $\Delta \delta_i^k = \delta_i^k - \delta_i^{k-1}$ положення деякої i -ої точки з координатами $\bar{X}^k(x_i, y_i, z_i)$ на поверхні матеріалу за час Δt для обчислення нової конфігурації поверхні (контур перерізу) в залежності від величини та напрямку корозійного зношування.

Побудова алгоритму комп'ютерного моделювання корозійного зношування поверхні розглядається далі для випадку плаского поперечного перерізу довільної форми.

Для обчислення геометричних характеристик і напружень, які далі в результаті дії корозії змінюються у часі, контур поперечного перетину стрижня дискретизується шляхом його рівномірного в початковий момент часу $t = t_0$ розбиття кінцевим набором n точок з координатами (x_i, y_i) , $(i = \bar{1}, n)$, де $x_{n+1} = x_1$; $y_{n+1} = y_1$ та наступної апроксимації контуру лінійними сплайнами [8, 9]. Кількість вузлових точок визначається нерегулярністю самого контуру, нерівномірністю корозійного впливу та діючих напружень.

При цьому переріз розміщується у першому квадранті деякої нерухомої декартової системи XOY , що розташовується у площині

перетину, а контурні точки перетину нумеруються при обході контуру за годинниковою стрілкою так, щоб матеріал перетину весь час залишався праворуч. При наявності отворів і технологічних порожнин створюються уявні розрізи і аналогічним чином виконується послідовний обхід контуру цих отворів.

Такий підхід дозволяє побудувати ефективний алгоритм відшукування усіх геометричних характеристик перетину довільної конфігурації [8, 9]. Очевидно, що функціями координат точок контуру (x_i^k, y_i^k) , $(i = \overline{1, n})$, що змінюються у часі в системі координат XOY , будуть при цьому площа поперечного перерізу F^k , моменти інерції $I_x^k, I_y^k, I_{xy}^k, I_{kp}^k$, координати центру ваги перерізу (x_0^k, y_0^k) та кут нахилу головних центральних осей α^k .

Приймається, що на k -ому кроці інтегрування кожна окрема точка контуру отримує зміщення у глибину матеріалу перпендикулярно контуру перетину, а величина корозії в окремій точці поверхні не залежить від величини корозії у сусідніх точках. Враховуючи, що відстань між вузловими точками є достатньо малою, а контур між ними апроксимується лінійними сплайнами, можна припустити, що і після корозійного зношування на k -му кроці лінії апроксимуючого контуру між вузловими точками залишаться прямими. У цьому випадку результуюче зміщення вузлових точок буде здійснюватися за поданою на рис. 1 схемою.

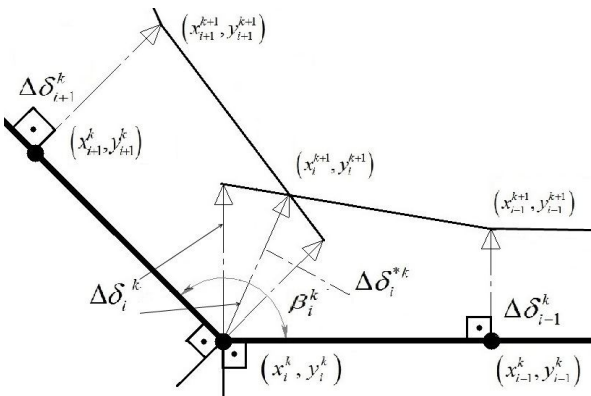


Рис. 1. Розрахункова схема для обчислення величини та напрямку корозійного ураження у довільній точці контуру

Тут $\Delta\delta_i^k = \delta_i^k(x_i, y_i) - \delta_i^{k-1}(x_i, y_i)$, $\{i = \overline{1, n}\}$, а підсумкова величина та напрямок зміщення $\Delta\delta_i^{*k}$ i -ої точки контуру за час Δt на k -ому кроці інтегрування обчислюється з геометричних співвідношень [9] з урахуванням відомої (в процесі обчислення геометричних характеристик перетину) величини кута β_i^k , утвореного двома лінійними апроксимуючих контур прямими, як функціями координат вузлових точок контуру.

Слід зазначити, що довжина контуру перетину в процесі корозійного зношування змінюється. Так, зовнішній периметр опуклого перетину зменшується, а довжина контуру внутрішніх кутів, порожнин, вирізів, отворів, як правило, збільшується. При цьому рівномірне розбиття контуру перетину в початковий момент часу вже на перших кроках алгоритму стає нерівномірним у зв'язку з нерівномірністю корозійного зношування і, як наслідок, зміною відстані між вузловими точками контуру.

Тут в програмній реалізації розв'язування задачі виникає ряд проблем, пов'язаних з необхідністю виключення з розгляду в процесі роботи алгоритму на k -му кроці точок контуру, відстань між якими стає меншою сумарної величини корозійного ураження сусідніх точок, оскільки в подальшому це може (в залежності від величини і напрямку $\Delta\delta_i^k$) привести до можливості «забігання» вузлових точок за уявний контур наступного наближення. З іншого боку, можливою може виявитися і необхідність введення нових контурних точок, якщо відстань між ними збільшується, оскільки це може призвести до втрати необхідної точності дискретного подання контуру.

Зазначені труднощі в реалізації процесу цих перетворень, включаючи ідентифікацію і перенумерацію відповідних точок контуру, долаються програмним шляхом і, як результат, побудовані в роботі засоби реалізації алгоритму дозволяють моделювати корозійне зношування стрижня довільного поперечного перерізу до його повної деградації.

Нормальні напруження в точках (x_i, y_i) , $(i = \overline{1, n})$ поперечного перетину стрижня при складному згинанні (для обчислення складових правої частини (3)) обчислюються в головних осях інерції з використанням відомих залежностей:

$$\sigma = \left| \mp \frac{M_V(x_i, y_i)u(x_i, y_i)}{I_V(x_i, y_i)} \pm \frac{M_U(x_i, y_i)v(x_i, y_i)}{I_U(x_i, y_i)} + \frac{N(x_i, y_i)}{F(x_i, y_i)} \right|. \quad (4)$$

При необхідності (з метою, наприклад, врахування концентрації напружень або інших можливих особливостей розподілу напружень в

перерізі), обчислення напружень на контурі перерізу слід здійснювати методами теорії пружності або за допомогою МСЕ.

Тут M_U , M_V , N – згинальні моменти в головних осях і поздовжнє зусилля; $I_U = I_{x_0} \cos^2 \alpha + I_{y_0} \sin^2 \alpha + I_{x_0 y_0} \sin 2\alpha$; $I_V = I_{x_0} \sin^2 \alpha + I_{y_0} \cos^2 \alpha - I_{x_0 y_0} \sin 2\alpha$; $\text{tg}(2\alpha) = 2I_{x_0 y_0} / (I_{y_0} - I_{x_0})$; I_{x_0} , I_{y_0} , $I_{x_0 y_0}$, I_U , I_V – центральні і головні моменти інерції в осях XOY и UO_0V , відповідно; $I_{x_0} = I_x - y_0^2 F$; $I_{y_0} = I_y - x_0^2 F$; $I_{x_0 y_0} = I_{xy} - x_0 y_0 F$; x_0, y_0 – координати центру ваги перерізу в початкових осях XOY ; F – площа перерізу; u_i , v_i – координати вузлових точок перетину в головній системі, які пов'язані з координатами точок вихідної системи у вигляді:

$$u_i = (x_i - x_0) \cos \alpha + (y_i - y_0) \sin \alpha; \quad v_i = -(x_i - x_0) \sin \alpha + (y_i - y_0) \cos \alpha. \quad (5)$$

Враховується, що значення згинальних моментів, які обчислюються з використанням відомих залежностей:

$$M_U = M_{x_0} \cos \alpha + M_{y_0} \sin \alpha; \quad M_V = -M_{x_0} \sin \alpha + M_{y_0} \cos \alpha, \quad (6)$$

також змінюються в процесі роботи алгоритму, оскільки розташування центру ваги перерізу x_0, y_0 , як початку координат центральної і головної системи, а також кут повороту головних осей є функціями змінних в часі координат контурних точок $(x_i, y_i), (i = \overline{1, n})$. У співвідношенні (6) M_{x_0} , M_{y_0} – згинальні моменти в центральних осях, які додатні при повороті осі за годинниковою стрілкою.

Таким чином, всі геометричні характеристики поперечного перерізу, у загальному випадку довільної форми, і напруження в його контурних точках виявляються відомими функціями $(x_i, y_i), (i = \overline{1, n})$, що дозволяє обчислити величини і напрямки корозійного пошкодження в кожній з вузлових точок контуру перетину (поверхні) стрижневого елемента і визначити його нову конфігурацію на наступному кроці інтегрування відповідного рівняння обраної моделі корозії за часом відповідно до (3).

При підготовці до наступного кроку алгоритму відшукування зміни розмірів поперечного перетину в результаті корозійної деградації необхідно виконати зворотні перетворення для обчислення координат вузлових точок у вихідній системі координат XOY :

$$x_i^k = x_0^k + u_i^k \cos \alpha^k - v_i^k \sin \alpha^k; \quad y_i^k = y_0^k + u_i^k \sin \alpha^k + v_i^k \cos \alpha^k \quad (7)$$

і повторити процес.

Таким чином, для визначення основних параметрів процесу комп'ютерного моделювання корозійного пошкодження поверхні

поперечного перерізу здійснюється синхронний (на кожному кроці за часом) перехід від вихідної нерухомої системи координат XOY до центральної $X_0O_0Y_0$ і далі до головної UO_0V системи, розташування якої згодом змінюється, і після обчислення розміру і напрямку корозійного ураження в точках контуру поперечного перерізу k -го кроку інтегрування, в зворотному напрямку.

Результати числових досліджень. З використанням розробленого алгоритму були отримані числові результати і проведено порівняльний аналіз зміни в часі максимальних напружень, периметра і площі (швидкості втрати матеріалу) перетинів різної форми (рис. 2) стрижневого елемента, що знаходиться в умовах складного (косого) вигину і одночасного впливу агресивного середовища: а) для випадку їх рівної початкової площі і б) з рівними значеннями максимальних напружень в початковий момент часу.

На рис. 2 приведені картини зміни в часі в результаті корозійного пошкодження конфігурацій перетинів рівної площі $F^* = 1470 \text{ мм}^2$ прямокутної, круглої, коробчатої, двотаврової і швелерної форми в умовах складного вигину під дією згинальних моментів $M_{x_0} = 9 \cdot 10^3 \text{ Н*м}$;

$M_{y_0} = 3 \cdot 10^3 \text{ Н*м}$ і поздовжньої сили $N = 1,5 \cdot 10^4 \text{ Н}$.

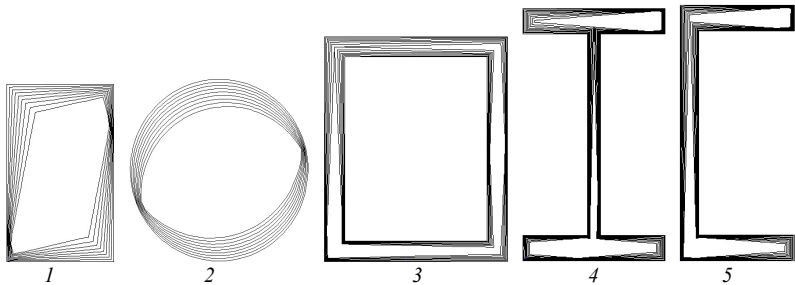


Рис. 2. Картини корозійного ураження поверхні матеріалу перетинів різної форми рівної у початковий момент часу площі при складному згинанні

Для демонстрації підходу прийнята модель корозійного ураження В.М. Долинського (2, а) для деякого "умовного" агресивного середовища з параметрами $V_0 = 0,001 \text{ м/рік}$; $K = 0,02 \text{ Па}^{-1}$ за час $0 \leq t \leq t^*$; $t^* = 4$ роки. Вкладені контури перетинів на рис. 2 зображують конфігурації цих перетинів у послідовні моменти часу $t_k = k \cdot t^* / 8$, $\{k = \overline{0,8}\}$, тобто через кожні півроку. Основні розміри перетинів обрані наступними: ширина і

висота прямокутного перетину $a_1 = 0,0297\text{м}$; $b_1 = 0,0495\text{м}$; діаметр круглого: $d_2 = 0,0432\text{м}$; ширина, висота і товщина стінки пустотілого прямокутного перетину: $a_3 = 0,0575\text{м}$, $b_3 = 0,0703\text{м}$, $h_3 = 0,0064\text{м}$; висота двотавра і товщина стінки, ширина і товщина його полиці: $a_4 = 0,0545\text{м}$, $h_4 = 0,005\text{м}$, $b_4 = 0,099\text{м}$; $\delta_4 = 0,010\text{м}$; висота швелера і товщина стінки, ширина і товщина його полиці $a_5 = 0,0446\text{м}$, $h_5 = 0,0075\text{м}$, $b_5 = 0,099\text{м}$, $\delta_5 = 0,0098\text{м}$, відповідно. Для критичного напруження було прийнято значення $\sigma_{кр} = 200\text{МПа}$.

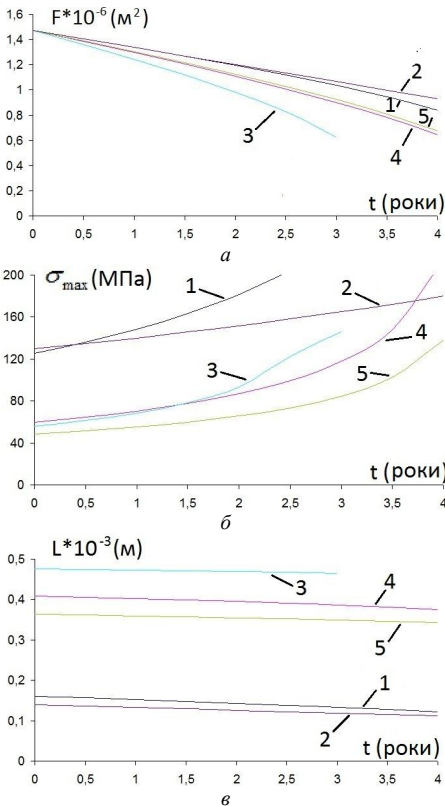


Рис. 3. Графіки зміни в часі: (а) - площі F ; (б) - максимальних напружень на контурі; (в) - периметра L перетинів (рис. 2) рівної (в початковий момент) площі

На рис. 3, а, б, в подані, відповідно, залежності зміни в часі площі F , максимальних напружень σ_{\max} і периметра L перетинів (рис. 2) рівної у початковий момент площі $F^* = 1,47 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$, де номери ліній на рис. 3 відповідають номерам перетинів на рис. 2. Коефіцієнти злитності $C = L/F$ для поданих на рис. 2 перетинів виявилися наступними: $C_1 = 0,109$; $C_2 = 0,095$; $C_3 = 0,324$; $C_4 = 0,278$; $C_5 = 0,248$.

Аналогічні результати для випадку перетинів такої ж форми (див. рис. 2), але з однаковими в початковий момент часу значеннями максимальних нормальних напружень σ_{\max} на контурі перетинів подані на рис. 4. Розміри перетинів були підібрані із умови рівності початкових

значень $\sigma^* = 60 \text{ МПа}$
 максимальних напружень
 (див. рис.4, б) і виявилися,
 відповідно, наступними:
 $a_1 = 0,0384 \text{ м}$, $b_1 = 0,0639 \text{ м}$,
 $d_2 = 0,0568 \text{ м}$, $a_3 = 0,0562 \text{ м}$,
 $b_3 = 0,0688 \text{ м}$, $h_3 = 0,0064 \text{ м}$,
 $a_4 = 0,0545 \text{ м}$, $h_4 = 0,005 \text{ м}$,
 $b_4 = 0,099 \text{ м}$; $\delta_4 = 0,010 \text{ м}$,
 $a_5 = 0,0413 \text{ м}$; $h_5 = 0,0067 \text{ м}$,
 $b_5 = 0,092 \text{ м}$, $\delta_5 = 0,0094 \text{ м}$.

Із отриманих результатів видно, що, як і слід було очікувати, найбільша втрата матеріалу (площі) в результаті корозійного пошкодження (рис. 3, а) виявляється для перетинів з більшим периметром (рис. 3, в). При цьому перетини стержневих елементів, в залежності від конфігурації, для обраних «умовних» параметрів корозії за 2,2 – 3 роки втрачають від 25 до 40% матеріалу (площі), а максимальні напруження на їх контурі зростають в 1,5 – 3 рази.

Для обраних розмірів перетинів рівної площі і прийнятих параметрів корозійного середовища виявилось (рис. 3, б), що критичні напруження раніше всіх (приблизно через 2,5 роки) були досягнуті для прямокутного перерізу (лінія 1), далі (через 3 роки), не досягнувши критичних значень $\sigma_{кр}$ втратив суцільність коробчатий перетин (лінія 3). Найбільш «живучими», в даному випадку навантаження, виявилися стрижні з перетином у формі швелера (лінія 5) і круглого поперечного перерізу (лінія 2), що зберегли (при різному рівні максимальних напружень (див. рис. 3, б)) свою несучу здатність через 4 роки, на відміну від стрижня двотаврового поперечного перерізу, для якого через 4 роки сталася втрата суцільності стінки в місці з'єднання з верхньою полицею.

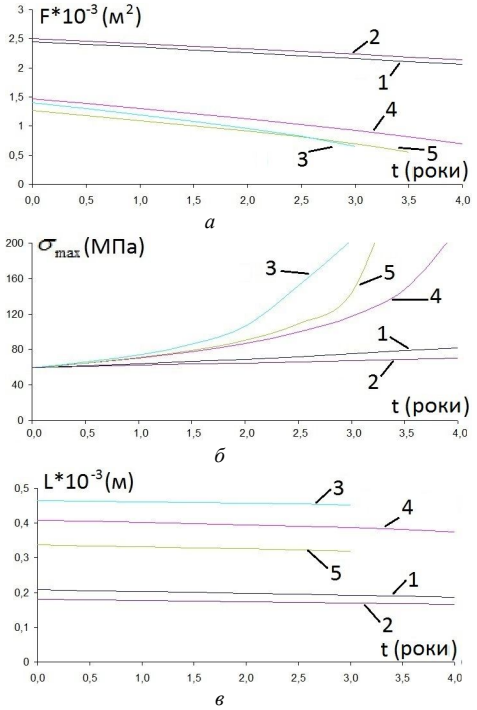


Рис. 4. Графіки зміни в часі: (а) - площі F ; (б) - максимальних напружень на контурі; (в) - периметра L перетинів (рис. 2) з рівними (в початковий момент) максимальними напруженнями на контурі

З результатів, поданих на рис. 4, б, випливає, що із розглянутих перетинів з рівними початковими напруженнями, коефіцієнтом запасу міцності 3,3 та коефіцієнтами злитності: $C_1 = 0,085$; $C_2 = 0,072$; $C_3 = 0,332$; $C_4 = 0,278$; $C_5 = 0,267$, відповідно, більш «живучими» виявилися стрижні круглого і прямокутного перерізу, хоча витрата матеріалу на їх виготовлення (площа перетину) виявилися майже в 2 рази більшими, ніж для тонкостінних профілів (рис. 4, а). В стрижнях тонкостінного профілю: коробчатого, швелера і двутавра критичні напруження були досягнуті через 3; 3,2 і 3,8 років, відповідно.

Висновки: У поданій статті викладено досить універсальний алгоритм комп'ютерного моделювання корозійної деградації поверхні стрижневих елементів в умовах одночасної дії агресивного середовища та складного вигину. Алгоритм дозволяє здійснювати обчислення величини і напрямку зміни положення кожної з контурних (вузлових) точок перетину в процесі корозійного зношування, а також конфігурацію і основні геометричні характеристики поперечного перерізу в довільний момент часу з використанням будь-якої з (однієї з існуючих) математичної моделі корозійного пошкодження поверхні матеріалу.

Наведено результати числового експерименту і порівняльного аналізу змін максимальних напружень, площі і периметра перетинів різної форми в процесі корозійного пошкодження для випадків рівних в початковий момент часу площ і рівних в початковий момент часу максимальних напружень на контурі перетинів. Отримані результати вказують на необхідність аналізу впливу форми перетинів силових елементів на їх довговічність при проектуванні конструкцій, що експлуатуються в умовах впливу агресивного середовища.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРИ

1. Гутман Э.М. Прочность газопроводных труб в условиях коррозионного износа / Э.М. Гутман, Р.С. Зайнулин, А.Т. Шаталов и др. – М., 1984. – 76 с.
2. Долинский В.М. Расчет элементов конструкций, подверженных равномерной коррозии / В.М. Долинский // Исследования по теории оболочек. – Казань, 1976. – Вып.7. – С. 37–42.
3. Карпунин В.Г. Долговечность пластин и оболочек в условиях коррозионного воздействия среды / В.Г. Карпунин, С.И. Клещев, М.С. Корнишин // Прочность и долговечность конструкций. – К., 1980. – С. 38–45.
4. Колесник И.А. Об одном подходе к решению задачи долговечности статически определимых ферм, функционирующих в химически активных средах / И.А. Колесник, Д.Г. Зеленцов, Ю.А. Храпач // Техническая механика. – Д., 2002. – №1. – С. 95–99.
5. Почтман Ю.М. Методы расчета надежности и оптимального проектирования конструкций, функционирующих в экстремальных условиях / Ю.М. Почтман, М.М. Фридман – Д., 1997. – 134 с.

6. *Петров В.В.* Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, Ю.М. Шихов. – Саратов, 1987. – 288 с.
7. *Овчинников И.Г.* Тонкостенные конструкции в условиях коррозионного износа (расчет и оптимизация) / И.Г. Овчинников, Ю.М. Почтман. – Д., 1995. – 190 с.
8. *Мяченков В.И.* Расчет составных оболочечных конструкций на ЭВМ / В.И. Мяченков, И.В. Григорьев. – М., 1981. – 216 с.
9. *Дзюба А.П.* Комп'ютерне моделювання корозійної деградації поверхні нерівномірно навантажених елементів конструкцій / А.П. Дзюба, А.П. Колодяжний, О.А. Дзюба // Вісник Дніпропетровського університету: механіка. – 2006. Т. 2. – Вип. 10 – с. 56-64.

Dzyuba A.P., Dzyuba O.A.

ANALYSIS OF THE EFFECTS OF THE CROSS SECTION FORM FOR DURABILITY OF BARS UNDER COMPLEX BENDING IN THE AGGRESSIVE ENVIRONMENT

An algorithm for computer simulation of corrosion degradation of the rod elements surface under conditions of simultaneous influence of aggressive medium and complex bending was constructed. Mathematical models of corrosion taking into account the relationship between the stress-strain state parameters and the corrosion damage rate was used. To calculate the cross section geometrical characteristics and stress values that are change in time as a result of corrosion, the rod cross section contour is discretized by its uniform splitting of a finite set of points and the subsequent approximation of the contour by linear splines. The problem of calculating of structural element durability is solved by integrating of the mathematical model equation of corrosion damage. In this case, the change of the position of the each surface point of the material (cross-section) in the process of corrosion degradation is determined. At each integration step it is assumed that each individual point of the contour get dislocation in the depth of the material in direction perpendicular to the cross section contour and the corrosion magnitude at a single point of the surface does not depend on the corrosion magnitude at adjacent points. The means of algorithm realization constructed in the work allow to model corrosive deterioration of a rod of arbitrary cross-section to its complete degradation. Numerical results, obtained using of the developed algorithm, allows to make a comparative analysis of changes in time of maximum stresses, perimeter and area (material loss rate) of a rod element of various cross section shapes (rectangular, round, square box, channel, and two-tailed) for the case of their equal initial area and with equal values of maximum stresses at the initial time moment. It is shown that the greatest loss of material (cross section area) as a result of corrosion damage is inherent to cross sections with a larger perimeter.

Key words: corrosion damage, bar elements, computer simulation algorithm.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри обчислювальної механіки і міцності конструкцій ДНУ ім. О. Гончара *ДЗЮБА Анатолій Петрович*

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): науковий співробітник НДІ математичних методів деформівного твердого тіла ДНУ ім. О. Гончара *ДЗЮБА Олександр Анатолійович*

Контакти:

E-mail: dzub@ua.fm

Сл. тел. (056) 745 - 00 – 85

Моб. Тел. (095) 349 – 38 78

Адреса кафедри обчислювальної механіки і міцності конструкцій
ММФ, ДНУ ім. О. Гончара, пр. Гагаріна, 72,
м. Дніпропетровськ, 49010

UDC 539.3

SIMULATION OF FORMING A SPATIAL THIN ROD LOCATED IN A CONTINUOUS DEFORMABLE SOLID

V.G. Khromov¹

Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor

I.V. Khromov¹

Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor

O.V. Khromov¹

Candidate of Technical Sciences, Lecturer

¹*Sevastopol National Technical University*

Authors describe the derivation of equations to determine the deformation parameters of the longitudinal axis of a thin rod for a given strain tensor continuum. A single wire of a steel rope is subject to complex deformation when machining, its form and internal stresses are changing as a result. Application of an equations which reflect the most general laws describing form changing of a thin rod requires sophisticated analytical transformations and engaging visual picture of spatial displacements of single points of a rod. It making difficult to conclude calculation formulas. The problem is solved in the framework of a small displacement and deformation hypothesis using tensor analysis. Formulas derived from the new equations coincide with the known results previously obtained on the basis of Clebsch equations and principle of kinematic analogy. On one hand, it confirms the validity of the proposed method and on the other hand it is an additional verification of known formulas. Some examples have been given to illustrate the efficiency of the general equations in tensor form: analyzing the sinusoid forming on a deformable plane, as well as for calculating the deformations of thin helical elements while stretching and twisting helical wire rope. Now there is no need to use a visual picture to describe the displacement of the spatially curved axis of a wire, and all the analysis is carried out by a uniform algorithm. The proposed method to calculate small deformations of a thin rod for a given strain tensor of continuum might be further applied when improving the existing and developing new software for the design of production processes in manufacturing of wire rope and cable.

Keywords: strain tensor, continuous deformable solid, spatial line, thin rod, helical wire rope

1. Introduction

A single wire of a steel rope is subject to complex deformation when machining, its form and internal stresses are changing as a result. During kinematic analysis of such operations one can apply vector equations [1-3] relating the increments of elongation ε and curvature vector $\delta\bar{\Omega}$ with displacement vector \bar{u} and rotation angle $\bar{\varphi}$ of an arbitrary axis of a wire (Clebsch equations)

$$\frac{d\bar{u}}{ds} = \bar{\varphi} \times \bar{\tau} + \varepsilon \cdot \bar{\tau},$$

$$\delta\bar{\Omega} = \frac{d\bar{\varphi}}{ds},$$

where $\bar{\tau}$ - unit tangent vector, s - arc length of the longitudinal axis of a wire.

These equations reflect the most general laws describing form changing of a thin rod. However, their application requires sophisticated analytical transformations and engaging visual picture of spatial displacements of single points of a rod, making it difficult to conclude calculation formulas.

The purpose of this article is to review the known formulas and propose the additional ones for mathematical modelling of changes in the size and shape of a spatial curve which is located in a continuous deformable solid (continuum). The problem is solved in the framework of a small displacement and deformation hypothesis using tensor analysis.

2. General equations to calculate small deformations of a thin rod for a given strain tensor of continuum

Let us consider a continuous deformable solid (continuum), which is rigidly connected to the coordinate system $X'_1X'_2X'_3$ (Fig. 1). Spatial curve is given inside of the body, it is described by parametric equations $X'_i(s)$, where i takes integer values from 1 to 3; s - scalar parameter (arc length). Here and below we use the tensor notation of a vector, as well as the rules of tensor summation over repeated index.

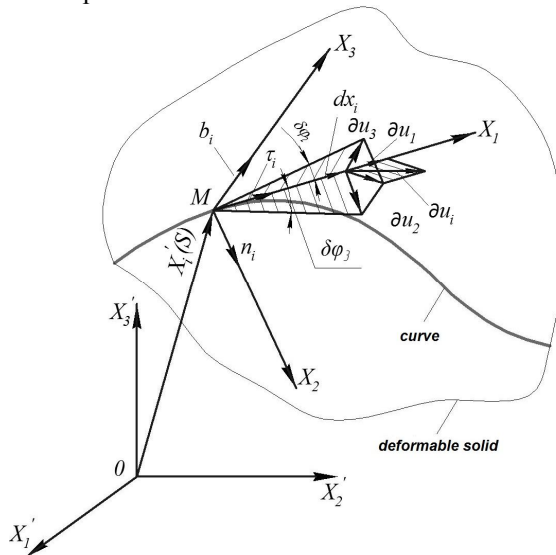


Fig. 1. Deformation scheme of an infinitesimal segment of a spatial line in the vicinity of a given point of a continuum

Assume that in the fixed coordinate system $X'_1 X'_2 X'_3$ the small deformation tensor of a continuum is set as follows

$$\xi'_{ij} = \frac{\partial u'_i}{\partial x'_j} = e'_{ij} + \omega'_{ij}, \quad (1)$$

where u'_i – displacement vector of an arbitrary point of a continuum; e'_{ij} – symmetric tensor of pure deformation; ω'_{ij} – antisymmetric tensor of continuum rotation in the vicinity of a given point [4, 5].

One needs to obtain the formula to calculate the deformation parameters of the spatial line: elongation ε and increment of the curvature vector $\delta\Omega_i$ at an arbitrary point M .

Let us introduce a natural coordinate system $X_1 X_2 X_3$ (Fig. 1) with unit vectors τ_i , n_i , b_i (tangent, normal and binormal to a given curve). The unit vectors of the natural trihedron are determined by the known formulas [5]

$$\tau'_i = \frac{dx'_i}{ds}, \quad n'_i = \frac{1}{\Omega_3} \cdot \frac{d\tau'_i}{ds}, \quad b'_i = \frac{1}{\Omega_1} \cdot \left(\frac{dn'_i}{ds} + \Omega_3 \tau'_i \right), \quad (2)$$

where Ω_3 , Ω_1 – curvature and rotation angle per unit length of a spatial line.

Having known vector components τ'_i , n'_i , b'_i projected on a fixed coordinate system one can write down the matrix of the linear transformation A_{ij} to move from the fixed coordinate system $X'_1 X'_2 X'_3$ to the natural one $X_1 X_2 X_3$

$$A_{ij} = \begin{pmatrix} \tau'_1 & \tau'_2 & \tau'_3 \\ n'_1 & n'_2 & n'_3 \\ b'_1 & b'_2 & b'_3 \end{pmatrix}. \quad (3)$$

Using the matrix (3) let us determine the strain tensor components in the natural coordinate system

$$\xi_{ij} = A_{ik} A_{jl} \xi'_{kl}, \quad e_{ij} = A_{ik} A_{jl} e'_{kl}, \quad \omega_{ij} = A_{ik} A_{jl} \omega'_{kl}. \quad (4)$$

Elongation of a given line in the vicinity of an arbitrary point M is evidently equal to elongation of a continuum in the axis X_1 direction, i.e. $\varepsilon = e_{11}$. Then taking into account (4) and (3), we obtain the known formula [5]:

$$\varepsilon = A_{1k} A_{1l} e'_{kl} = \tau'_k \tau'_l e'_{kl} = \tau'_k \tau'_l \xi'_{kl}. \quad (5)$$

To analyse the changes in the curvature vector $\delta\Omega_i$ of a given line let us consider the rotation scheme of an infinitesimal tangent vector dx_i in the vicinity of an arbitrary point M (Fig. 1). The small angle of rotation around the

axis X_1 is due to rotation of continuum as a whole rigid and is determined by tensor ω_{ij} [4, 5]

$$\delta\varphi_1 = -\frac{1}{2}\varepsilon_{1jk}\omega_{jk} = -\frac{1}{2}(\varepsilon_{123}\omega_{23} + \varepsilon_{132}\omega_{32}) = -\omega_{23} = \omega_{32},$$

where ε_{1jk} – Kronecker symbol.

Taking into account (3) and (4) the last expression can be transformed as follows

$$\delta\varphi_1 = A_{3i}A_{2i}\omega'_{ij} = b'_in'_j\omega'_{ij}. \quad (6)$$

The small angle of rotation of the vector dx_i around the axis X_2 (Fig. 1) is equal to the partial derivative $\delta\varphi_2 = -\frac{\partial u_3}{\partial x_1}$. According to definition of the total

strain tensor the following equality holds $\frac{\partial u_3}{\partial x_1} = \xi_{31}$. Using (3) and (4) one can obtain a formula

$$\delta\varphi_2 = -\xi_{31} = -A_{3i}A_{1j}\xi'_{ij} = -b'_i\tau'_j\xi'_{ij}. \quad (7)$$

Similarly, considering rotation around the axis X_3 on the Fig. 1, one can get one more relationship

$$\delta\varphi_3 = \frac{\partial u_2}{\partial x_1} = \xi_{21} = A_{2i}A_{1j}\xi'_{ij} = n'_i\tau'_j\xi'_{ij}. \quad (8)$$

Then let us analyse the change in curvature and torsion of a rod. Curvature vector of a space curve is determined by the rotation intensity of the natural axis $X_1X_2X_3$ when moving along the arc s . In the original (undeformed) state of the continuum the natural axis rotates by the angle of $d\varphi_{i0}$ while moving along the line for the length of ds , so that the vector is equal to the initial curvature $\Omega_{i0} = \frac{d\varphi_{i0}}{ds}$.

During the deformation the arc length ds of a spatial line increases by the amount of $\delta(ds) = \varepsilon \cdot ds$ whereas rotation angle of the natural trihedron is incremented by $\delta\varphi_i$. Then the new value of the line curvature is equal to

$$\Omega_i = \frac{d\varphi_i}{ds'_i} = \frac{d(\varphi_{i0} + \delta\varphi_i)}{ds + \varepsilon \cdot ds} = \frac{\frac{d\varphi_{i0}}{ds} + \frac{d(\delta\varphi_i)}{ds}}{1 + \varepsilon} = \frac{\Omega_{i0} + \frac{d(\delta\varphi_i)}{ds}}{1 + \varepsilon}.$$

Multiplying the numerator and denominator of the last equality by $(1 - \varepsilon)$ and disregarding the second-order terms in comparison to ε one can obtain

$$\Omega_i = \Omega_{io} (1 - \varepsilon) + \frac{d(\delta\varphi_i)}{ds}.$$

Subtract from the last equality initial curvature Ω_{io} , we obtain the formula for calculating the change in curvature vector

$$\delta\Omega_i = \Omega_i - \Omega_{io} = \frac{d(\delta\varphi_i)}{ds} - \varepsilon \cdot \Omega_{io} = \delta\Omega_{i\varphi} + \delta\Omega_{i\varepsilon}. \quad (10)$$

In the last formula the following notations are applied

- the change in vector of a spatial line curvature due to rotation together with the continuum

$$\delta\Omega_{i\varphi} = \frac{d(\delta\varphi_i)}{ds} = \frac{\tilde{d}(\delta\varphi_i)}{ds} + \varepsilon_{ijk} \Omega_j \delta\varphi_k, \quad (11)$$

where $\frac{\tilde{d}(\delta\varphi_i)}{ds}$ – local derivative of the vector $\delta\varphi_i$; $\varepsilon_{ijk} \Omega_j \delta\varphi_k$ – vector product of Ω_j and $\delta\varphi_k$;

- the change in curvature vector due to strain deformation of the line

$$\delta\Omega_{i\varepsilon} = -\varepsilon \cdot \Omega_{io}. \quad (12)$$

Set of formulas (2) and (5) - (12) is the general solution of the problem which allows to define all the deformation parameters of a line, located in a continuum.

3. Examples of using the general equations to solve applied problems

Example 1. The curve in the form of a sinusoid $X'_1 = p$, $X'_2 = \sin p$ (p – a

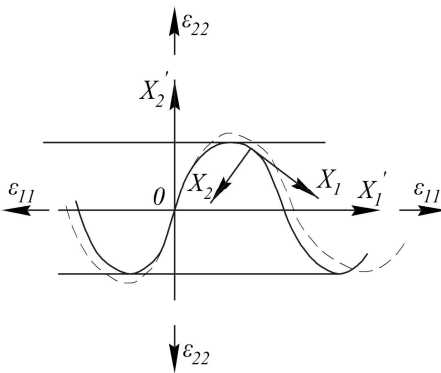


Fig. 2. Plane deformation scheme of a sinusoid

scalar) is in the plane $X'_1 X'_2$ (Fig. 2). The deformation of the plane is described by a symmetric tensor (plane strain)

$$\xi'_{ij} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} & 0 \\ 0 & \varepsilon_{22} \end{pmatrix}, \text{ then } \omega'_{ij} = 0$$

$$\text{and } e'_{ij} = \xi'_{ij}.$$

One needs to obtain the formulas for calculating the deformation parameters of a given line.

Sequentially performing mathematical transformations according to (2) and further (5)

- (12), in this example one can get the following set of finite relationships:

- for elongation

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{11} + \cos^2 p \cdot \varepsilon_{22}}{1 + \cos^2 p};$$

- for changing line in torsion and its curvature around the axis X_2

$$\delta\Omega_1 = \delta\Omega_2 = 0;$$

- for changing line curvature around the axis X_3

$$\delta\Omega_{3\varphi} = \frac{\text{sign}(\sin p) \cdot \sin^3 p}{(1 + \cos^2 p)^{5/2}} (-\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}),$$

$$\delta\Omega_{3\varepsilon} = \frac{\text{sign}(\sin p) \cdot \sin p}{(1 + \cos^2 p)^{5/2}} (-\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} \cdot \cos^2 p).$$

Example 2. Simultaneous tension and torsion of a helical wire rope.

In order to describe geometrical characteristics of a longitudinal axis for an arbitrary wire one applies parametric equations of spiral line [1,3] (Fig. 3):

$$\begin{aligned} X'_1 &= s \cdot \cos \alpha, \\ X'_2 &= r \cdot \cos \psi, \\ X'_3 &= r \cdot \sin \psi, \end{aligned} \quad (13)$$

where $\psi = \frac{s}{r} \cdot \sin \alpha$ - angle coordinate of spiral line points.

Substituting (13) in (2) one can obtain the components for unit vectors of natural trihedron as projections on the fixed coordinate system $X'_1 X'_2 X'_3$

$$\begin{aligned} (\tau'_i) &= (\cos \alpha, -\sin \alpha \cdot \sin \psi, \sin \alpha \cos \psi), \\ (n'_i) &= (0, -\cos \psi, -\sin \psi), \\ (b'_i) &= (\sin \alpha, \cos \alpha \cdot \sin \psi, -\cos \alpha \cos \psi). \end{aligned}$$

Let the extensional strain and rotation angle to be set as $\varepsilon' = \text{const}$ and $\delta\Omega_1 = \text{const}$, respectively. According to [1] we use plain cross section hypothesis, then a wire rope might be considered as a solid cylindrical body with embedded thin spiral wires. It is not difficult to show that in this case

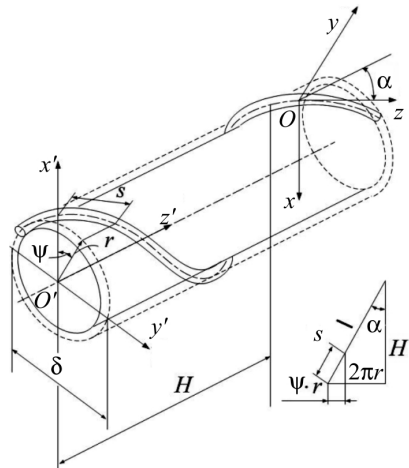


Fig. 3. Coordinate system of a cross section of a wire rope

components of displacement vector for an arbitrary point of a body are determined by formulas [4]:

$$u'_1 = \varepsilon' X'_1, \quad u'_2 = \delta\Omega'_1 X'_1 X'_3, \quad u'_3 = \delta\Omega'_1 X'_1 X'_2 \quad (14)$$

Hence according to (1) one can put down deformation tensors of a continuum in the fixed coordinate system

$$\begin{aligned} (\xi'_{ij}) &= \begin{pmatrix} \varepsilon' & 0 & 0 \\ -\delta\Omega'_1 X'_3 & 0 & -\delta\Omega'_1 X'_1 \\ \delta\Omega'_1 X'_2 & \delta\Omega'_1 X'_1 & 0 \end{pmatrix}, \\ (e'_{ij}) &= \begin{pmatrix} \varepsilon' & \frac{-\delta\Omega'_1 X'_3}{2} & \frac{-\delta\Omega'_1 X'_2}{2} \\ \frac{-\delta\Omega'_1 X'_3}{2} & 0 & 0 \\ \frac{-\delta\Omega'_1 X'_2}{2} & 0 & 0 \end{pmatrix}, \\ (\omega'_{ij}) &= \begin{pmatrix} 0 & \frac{\delta\Omega'_1 X'_3}{2} & -\delta\Omega'_1 X'_2 \\ \frac{-\delta\Omega'_1 X'_3}{2} & 0 & -\delta\Omega'_1 X'_1 \\ \frac{-\delta\Omega'_1 X'_2}{2} & -\delta\Omega'_1 X'_1 & 0 \end{pmatrix}. \end{aligned} \quad (15)$$

Then using (5) and taking into account (10) and (15) one gets the elongation of an arbitrary point of a wire spiral axis

$$\varepsilon = \tau'_i \tau'_j e'_{ij} = \cos^2 \alpha \cdot \varepsilon' + r \sin \alpha \cos \alpha \delta\Omega'_1. \quad (16)$$

Using the expressions (6), (7), (8) it is possible to find rotation angles for an infinitesimal segment of a spiral line

$$\begin{aligned} \delta\varphi_1 &= b'_i n'_j \omega'_{ij} = \cos \alpha X'_1 \delta\Omega'_1, \\ \delta\varphi_2 &= -b'_i \tau'_j \xi'_{ij} = -\sin \alpha \cos \alpha \cdot \varepsilon + r \cos^2 \alpha \delta\Omega'_1, \\ \delta\varphi_3 &= n'_i \tau'_j \xi'_{ij} = \sin \alpha X'_1 \delta\Omega'_1. \end{aligned} \quad (17)$$

Substituting (17) into (10) and disregarding the curvature change due to elongation of an axis we have the following formulas

$$\begin{aligned} \delta\Omega_1 &= \frac{d(\delta\varphi_1)}{ds} = \frac{\sin^3 \alpha}{r} \cos \alpha \cdot \varepsilon + \cos^4 \alpha \cdot \delta\Omega'_1, \\ \delta\Omega_2 &= \frac{d(\delta\varphi_2)}{ds} = 0, \\ \delta\Omega_3 &= \frac{d(\delta\varphi_3)}{ds} = -\frac{\sin^2 \alpha \cos^2 \alpha}{r} \varepsilon + \sin \alpha \cos \alpha (1 + \cos^2 \alpha) \cdot \delta\Omega'_1. \end{aligned} \quad (18)$$

4. Conclusions

1. Formulas derived from the new equations coincide with the known results previously obtained on the basis of Clebsch equations and principle of kinematic analogy. On one hand, it confirms the validity of the proposed method and on the other hand it is an additional verification of known formulas.

2. The examples mentioned above illustrate the efficiency of the general equations in tensor form – now there is no need to use a visual picture to describe the displacement of the spatially curved axis of a wire, and all the analysis is carried out by a uniform algorithm.

3. The proposed method to calculate small deformations of a thin rod for a given strain tensor of continuum might be further applied when improving the existing and developing new software for the design of production processes in manufacturing of wire rope and cable.

REFERENCES

1. *Glushko M.F.* Stal'nye pod'emnye kanaty. (Steel lifting ropes). – Kyiv: Tehnika, 1966. – 327 p.
2. *Shahnazaryan E.A.* Ob uprugom izgibe spiralnyh kanatov (About elastic bending of helical ropes) // Stal'nye kanaty. - №8 – Kyiv: Tehnika, 1971. – Pp. 127-133.
3. *Malinovskiy V.A.* Stal'nye kanaty. (Steel wire ropes) – Odessa: Astroprint, 2001. – 187 p.
4. *Timoshenko S.* Theory of Elasticity. - McGraw-Hill, 2001.
5. *McConnell A.J.* Applications of Tensor Analysis. - Courier Corporation, 1957.

Хромов В.Г., Хромов І.В., Хромов О.В.

МОДЕЛЮВАННЯ ФОРМОЗМІНИ ПРОСТОРОВОГО ТОНКОГО СТЕРЖНЯ, ЩО ЗНАХОДИТЬСЯ У СУЦІЛЬНОМУ ДЕФОРМІВНОМУ СЕРЕДОВИЩІ

Розглядається виведення рівнянь для визначення параметрів деформації поздовжньої осі тонкого стержня по заданому тензору деформації суцільного середовища. Наведені приклади використання загальних рівнянь для аналізу формозміни синусоїди на деформівній площині, а також для розрахунку деформації тонких гвинтових елементів при одночасному розтягуванні і крученні спірального канату. Описаний метод дозволяє виключити необхідність використання наочної картини переміщень просторової лінії і побудувати загальний алгоритм аналітичних перетворень для розв'язання прикладних задач.

Ключові слова: тензор деформації, суцільне деформівне середовище, просторова лінія, тонкий стержень, спіральний канат.

Хромов В.Г., Хромов І.В., Хромов О.В.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ФОРМОИЗМЕНЕНИЯ ПРОСТРАНСТВЕННОГО ТОНКОГО СТЕРЖНЯ, НАХОДЯЩЕГОСЯ В СПЛОШНОЙ ДЕФОРМИРУЕМОЙ СРЕДЕ

Рассматривается вывод уравнений для определения параметров деформации продольной оси тонкого стержня по заданному тензору деформации сплошной среды. Приведены примеры использования общих уравнений для анализа формоизменения синусоиды на деформируемой плоскости, а также для расчета деформации тонких винтовых элементов при одновременном растяжении и кручении спирального каната. Описанный метод позволяет исключить необходимость использования наглядной картины перемещений пространственной линии, и построить общий алгоритм аналитических преобразований для решения прикладных задач.

Ключевые слова: тензор деформации, сплошная деформируемая среда, пространственная линия, тонкий стержень, спиральный канат.

УДК 539.3

Хромов В.Г., Хромов І.В., Хромов О.В. Моделирование формозміни просторового тонкого стрижня, що знаходиться у суцільному деформованому середовищі // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 70 - 78.

Розглядається виведення рівнянь для визначення параметрів деформації позовжньої осі тонкого стрижня по заданому тензору деформації суцільного середовища.

Табл. 0. Іл. 3. Бібліогр. 5 назв.

UDC 539.3

Khromov V.G., Khromov I.V., Khromov O.V. Simulation of forming a spatial thin rod located in a continuous deformable solid // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue 97. – P. 70 – 78.

Authors describe the derivation of equations to determine the deformation parameters of the longitudinal axis of a thin rod for a given strain tensor continuum.

Table 0. Fig. 3. Ref. 5.

УДК 539.3

Хромов В.Г., Хромов І.В., Хромов О.В. Моделирование формозмінення просторового тонкого стержня, що знаходиться в суцільній деформованій середі // Спротивлення матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 70 - 78.

Розглядається виведення рівнянь для визначення параметрів деформації позовжньої осі тонкого стержня по заданому тензору деформації суцільної середі.

Табл. 0. Рис. 3. Бібліогр. 5 назв.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор кафедри технічної механіки і машинознавства, ХРОМОВ Володимир Гаврилович

Адреса робоча: 99053 Україна, м. Севастополь, вул. Університетська 33, Севастопольський національний технічний університет, ХРОМОВУ Володимир Гавриловичу.

Адреса домашня: 99038 Україна, м. Севастополь, вул. Кесаєва 4, кв. 105 ХРОМОВУ Володимир Гавриловичу.

Роб. тел. +38(0692) 43-51-61;

мобільний тел.: +38(050) 624-99-97;

E-mail – v.g.khromov@gmail.com

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент кафедри технічної механіки і машинознавства, ХРОМОВ Ілля Володимирович

Адреса робоча: 99053 Україна, м. Севастополь, вул. Університетська 33, Севастопольський національний технічний університет, ХРОМОВУ Ілле Володимировичу.

Адреса домашня: 99021 Україна, м. Севастополь, вул. Комбрига Потапова, буд.16, кв. 2, ХРОМОВУ Ілле Володимировичу.

Роб. тел. +38(0692) 43-51-61;

мобільний тел.: +38(050) 563-38-86;

E-mail – ilyavkhromov@gmail.com

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший викладач ХРОМОВ Олег Володимирович

Адреса робоча: 99053 Україна, м. Севастополь, вул. Університетська 33, Севастопольський національний технічний університет, ХРОМОВУ Олегу Володимировичу.

Адреса домашня: 99038 Україна, м. Севастополь, вул. Кесаєва 4, кв. 105 ХРОМОВУ Олегу Володимировичу

мобільний тел.: +38(050) 521-07-27;

E-mail – o.v.khromov@gmail.com

УДК 539.3, 539.4

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ БАГАТОПОВЕРХОВОГО БУДИНКУ

С.О. Пискунов¹,
д-р техн. наук, професор

Аль-Хуссейн К.¹

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

В статті представлені результати визначення напружено-деформованого стану фундаментної плити на пальовій основі із використанням напіваналітичного метода скінчених елементів (НМСЕ). Проведено порівняння результатів, отриманих для випадку однорідного та неоднорідного ґрунтового масиву та в двовірній та просторовій постановках.

Ключові слова: напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ), фундаментна плита, неоднорідний ґрунтовий масив, напружено-деформований стан, пружне деформування.

Вступ. Фундамент є однією з найбільш важливих та відповідальних складових конструкції будівель і споруд. Помилки, допущені при проектуванні та закладенні фундаментів, завдають великої руйнівної шкоди будівлі і тим самим ускладнюють її експлуатацію. Навіть різні методи підсилення фундаменту не дають гарантії його подальшої безпечної роботи, а можуть лише на якомусь етапі призупинити процес руйнування. Тому визначення напружено-деформованого стану фундаментів потребує особливої ретельності і уваги.

Однією із проблем, які мають місце при проектуванні фундаментів є коректне урахування фізико-механічних властивостей ґрунтового масиву, що оточує фундамент, зокрема відмінностей властивостей шарів ґрунту, які залягають на різних глибинах.

Загальний підхід до вирішення цієї проблеми можливий тільки на основі чисельних методів, найбільше розповсюдження серед яких при розв'язанні задач механіки деформівного твердого тіла здобув метод скінчених елементів (МСЕ).

Постановка задачі і методика дослідження. Метою даної роботи є дослідження впливу урахування неоднорідності ґрунтового масиву, що оточує фундамент на пальовій основі, та виявлення відмінностей результатів розрахунку в двовірній (в межах плоскої задачі) та просторовій постановках.

Розрахункова модель фундаментної плити розмірами 30×20 м з палями перерізом 400×400 мм, які розміщені з кроком 3 м, представлена у вигляді відносно жорсткого (порівняно із оточуючим ґрунтом) тіла, рис. 1. Цей об'єкт може бути поданий як просторове призматичне тіло, отримане рухом геометричної фігури, контур якої відповідає поперечному перетину плити і фрагмента ґрунту, вздовж прямолінійної утворюючої (рис. 1). Зважаючи на ці особливості форми досліджуваного об'єкту побудову відповідних дискретних моделей доцільно проводити на основі напіваналітичного методу скінченних елементів (НМСЕ). Це передбачає застосування одного скінченного елемента для апроксимації об'єкту вздовж характерної координати (утворюючої) в сполученні із розкладом шуканих і заданих параметрів за цим напрямком в ряд за системою безперервних ортогональних гладких базисних функцій. Використання НМСЕ дозволяє суттєво скоротити кількість невідомих при

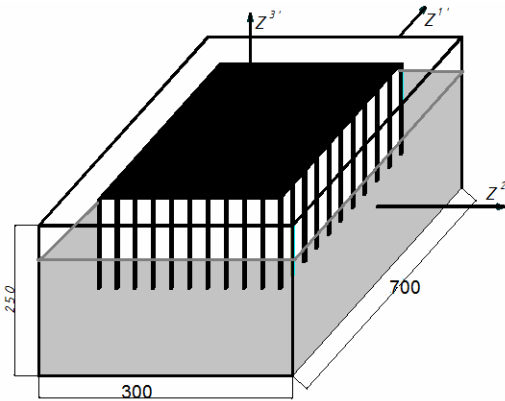


Рис.1. Розрахункова схема фундаментної плити з палями та фрагментом двошарового ґрунту

розв'язанні просторових задач, не зменшуючи точності отримуваного розв'язку, особливо у випадках розгляду об'єктів із змінними вздовж утворюючої фізико-механічними характеристиками [2, 3, 4 та ін.].

Для побудови дискретної моделі у даній роботі використаний неоднорідний призматичний скінчений елемент (СЕ), який моделює поєднання

різних матеріалів шляхом змінення модуля пружності уздовж твірної. Розрахункові співвідношення СЕ базуються на використанні рівнянь просторової задачі теорії пружності.

Розподіл переміщень в межах поперечного перерізу СЕ описується лінійним законом:

$$u_{m'} = \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} u_{m'}(S_1, S_2) \left(\frac{1}{2} S_1 x^1 + \frac{1}{2} S_2 x^2 + S_1 S_2 x^1 x^2 + \frac{1}{4} \right). \quad (1)$$

У напрямку твірної переміщення апроксимуються розкладанням по системі координатних функцій - поліноми Лагранжа і Міхліна.

$$u_{m'} = \sum_{l=0}^L \bar{u}_{m'}^l \varphi^{(l)}. \quad (2)$$

Відповідні розв'язувальні співвідношення для неоднорідного призматичного скінченного елемента наведені в [2, 3].

Дослідження впливу урахування неоднорідного ґрунтового масиву на напружений стан фундаменту. Як було зазначено вище, з метою об'єктивної оцінки несучої здатності плити необхідним є проведення аналізу її напружено-деформованого стану в просторовій постановці з урахуванням неоднорідності фізико-механічних властивостей шарів ґрунту. Для вирішення поставленого питання була розглянута четверта частина конструкції фундаменту. Площини $z^1=0$ та $z^2=0$ є площинами симетрії, вздовж яких встановлені відповідні граничні умови. Для дослідження відмінностей розподілення напружень з однорідним і неоднорідним ґрунтом розглянуто фрагмент фундаменту в однорідному і двошаровому ґрунтовому масиві.

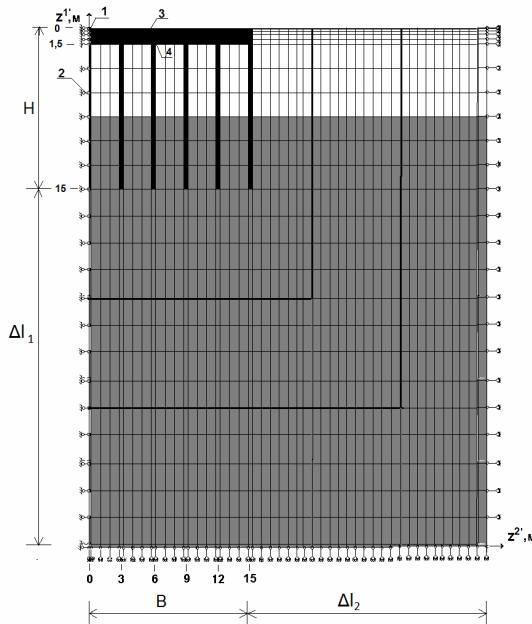


Рис. 2. Загальний вигляд дискретної моделі МСЕ

На першому етапі розрахунок проведено в двовимірній постановці із використанням МСЕ. При цьому розглянуто фрагмент фундаменту з

одним рядом паль. Дискретна модель являє собою фрагмент плити з палями із оточуючим фрагментом ґрунтового масиву розміром Δl_1 і Δl_2 в напрямках z^1 і z^2 відповідно. Для визначення збіжності результатів в залежності від розмірів розглядуваного фрагменту ґрунтового масиву отримано серію розв'язків при $\Delta l_1 = 10, 20$ або 30 м і $\Delta l_2 = 6, 16$ або 26 м (рис. 2).

Зважаючи, що точність обчислення напружень ґрунтується на співвідношеннях для деформацій, які в свою чергу визначаються різницями величин переміщень, для аналізу збіжності розглянуто залежність різниць переміщень в точках 1 і 2 та 3 і 4, отриманих при різних розмірах Δl_2 (рис. 3).

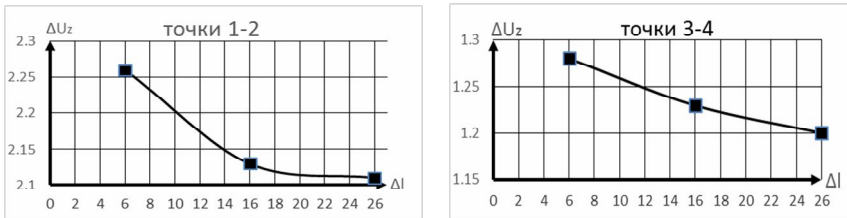


Рис. 3. Зміння різниць переміщень при збільшенні розміру оточуючого фрагменту ґрунта

Як видно при збільшенні характерних розмірів фрагмента ґрунту за межами фундаменту понад 10 м різниця переміщень в характерних точках фундаменту стабілізується. Таким чином розмір розглядуваного фрагмента в площині $z^1 - z^2$ дорівнює 31×35 м.

Для дослідження відмінностей розподілення напружень з однорідним і неоднорідним ґрунтом розглянуто фрагмент фундамента в однорідному і двошаровому ґрунтовому масиві (рис. 4). Отримані результати розрахунку подані у вигляді графіків згинальних напружень ($\sigma_{2,2}$) вздовж ряду паль по верхній та нижній (переріз 1-1 і 2-2 відповідно, рис. 6) поверхнях фундаментної плити. Вибір перерізів обумовлений тим, що саме в них величини напружень досягають своїх максимальних значень, визначення яких викликає найбільше зацікавлення, і які дають найбільш точну оцінку результатів. З графіків розподілу згинальних напружень, зображених на рис. 6 видно, що урахування неоднорідності призводить до відмінностей напружень в межах 15-20%. При цьому найбільша різниця спостерігається на ділянці між палями ближче до центру фундаментної плити, а при наближенні до краю плити різниця напружень зменшується, як і їх абсолютні величини.

Визначення просторового напружено-деформованого стану фундаментної плити. Для підтвердження достовірності використання НМСЕ в задачах такого класу було проведено порівняння результатів, отриманих в двовимірній постановці МСЕ для розглянутого фрагмент фундаменту з одним рядом паль з аналогічним результатом, отриманим із використанням НМСЕ.

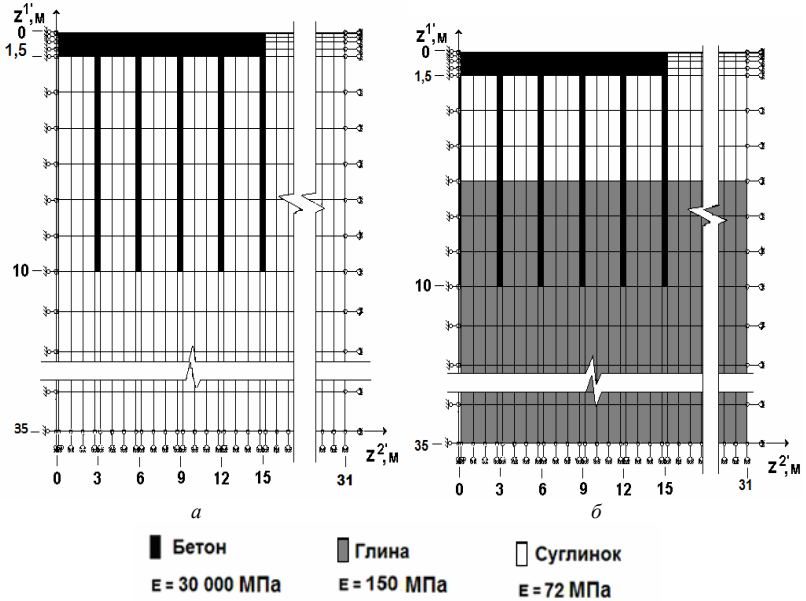


Рис. 4. Дискретна модель фрагмента фундаментної плити з одним рядом паль в двовимірній постановці при застосуванні МС: (а) однорідний ґрунт (б) неоднорідний ґрунт



Рис. 5. Розміщення характерних перерізів для побудови графіків розподілення згинальних напружень по довжині фрагмента плити

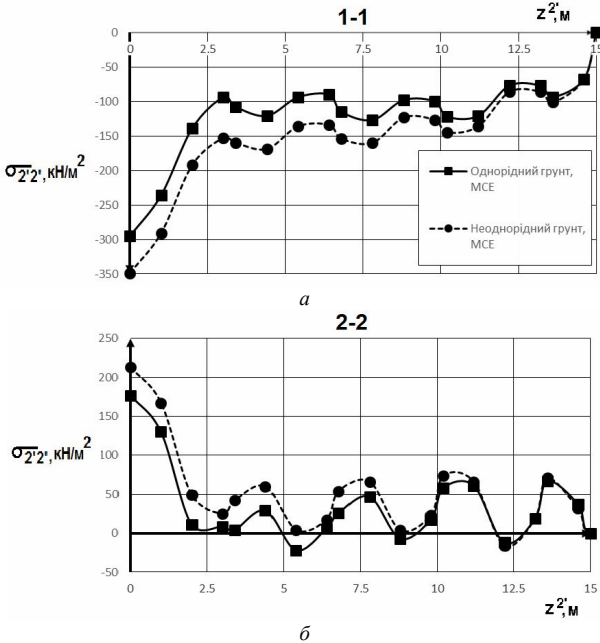


Рис. 6. Розподілення згинальних напружень вздовж ряду паль по верхній (а) та нижній (б) поверхнях фундаментної плити, отримані в двовимірній постановці з використанням МСЕ

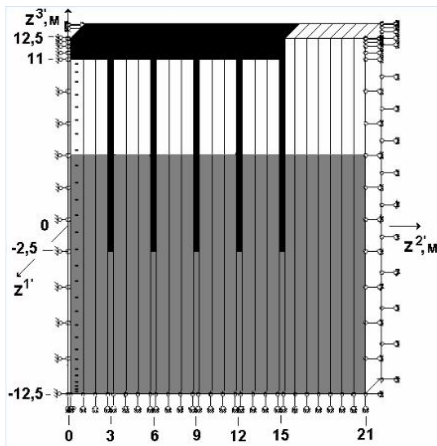


Рис. 7. Дискретна модель НМСЕ для фрагмента фундаментної плити з одним рядом паль

Порівняння проведено для випадку неоднорідного ґрунтового масиву. Відповідна дискретна модель НМСЕ наведена на рис. 7. На дискретній моделі НМСЕ для апроксимації переміщень в напрямку твірної використано 30 членів ряду (2). Величини модуля пружності задані в точках інтегрування вздовж твірної, відповідають моделюванню плити з ґрунтом, плити з палею та ґрунтом, або ґрунту. Як і в попередньому випадку порівняння результатів виконано за величинами

згинальних напружень вздовж верхньої і нижньої поверхні плити. З графіків розподілу згинальних напружень, зображених на рис. 6,а та 6,б видно, що отримані двома методами значення напружень вздовж ряду паль по верхній та нижній поверхнях фундаментної плити збігаються. Це свідчить про достовірність результатів, одержаних при розв'язанні задачі за допомогою НМСЕ: відмінність відповідних значень напружень, отриманих МСЕ і НМСЕ лежить в межах 3%. Отже, можна зробити висновок про те, що використання напіваналітичного метода скінченних елементів є цілком достовірним для розв'язання зазначеної задачі та обґрунтованим представленими результатами.

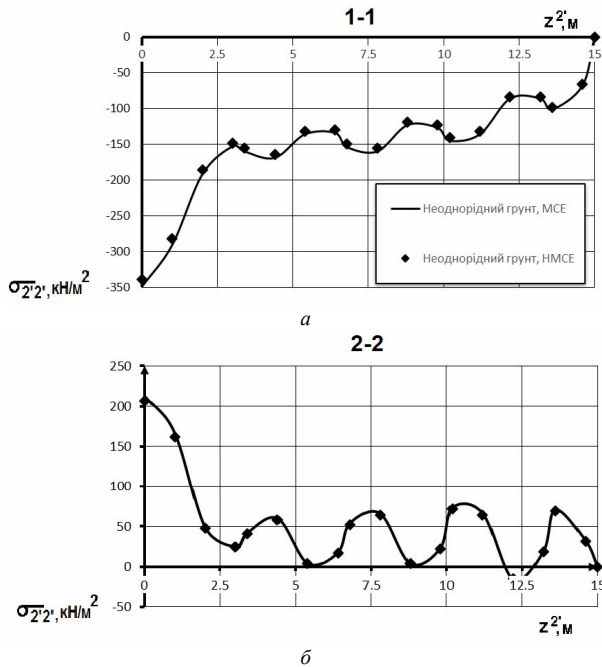


Рис. 8. Розподілення згинальних напружень вздовж ряду паль по верхній (а) та нижній (б) поверхнях фундаментної плити, отримані в двовимірній постановці з використанням МСЕ

Наступним кроком було виконано розв'язання задачі про деформування всієї фундаментної плити за допомогою напіваналітичного метода скінченних елементів в просторовій постановці. В дискретній моделі НМСЕ (рис. 9), аналогічно випадку фрагмента фундаменту з одним рядом паль, задано закон розподілу механічних характеристик вздовж твірної, що відповідає моделюванню фізико-механічних

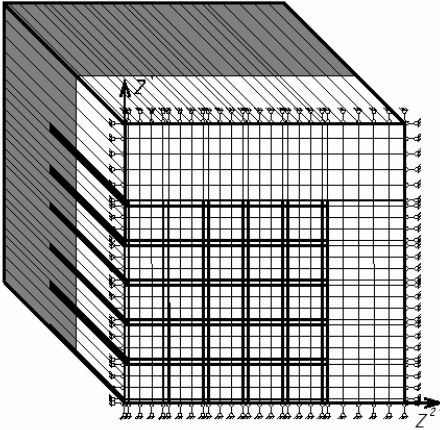


Рис. 9. Дискретна модель досліджуваного об'єкта при використанні НМСЕ



Рис. 10. Розміщення перерізів для побудови графіків розподілу нормальних напружень по товщині фундаментної плити

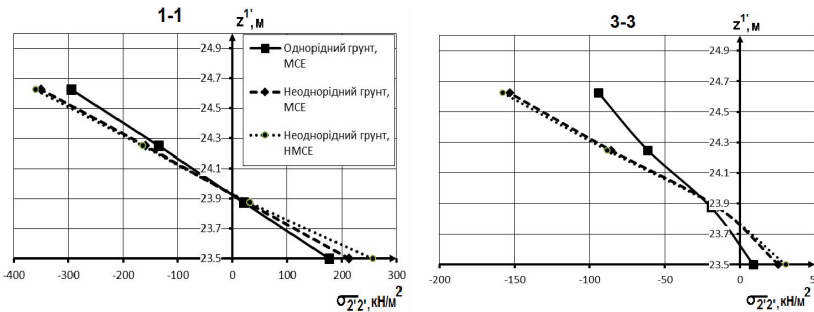


Рис. 11. Розподіл нормальних напружень по товщині фундаментної плити, отриманий в двовимірній та просторовій постановках НМСЕ над палями

характеристик плити, плити палею та ґрунтом, та ґрунту.

Отримані графіки розподілу напружень по товщині фундаментної плити у вказаних перерізах, отримані в просторовій постановці, представлені на рис. 11 та рис. 12. Як видно, величини розтягуючих напружень, отримані в просторовій постановці на 15-20 % перевищують відповідні значення, отримані в двовимірній постановці, в той час як величини стискаючих напружень залишаються практично ідентичними. При цьому змінення напружень в перерізах над палями є більшими.

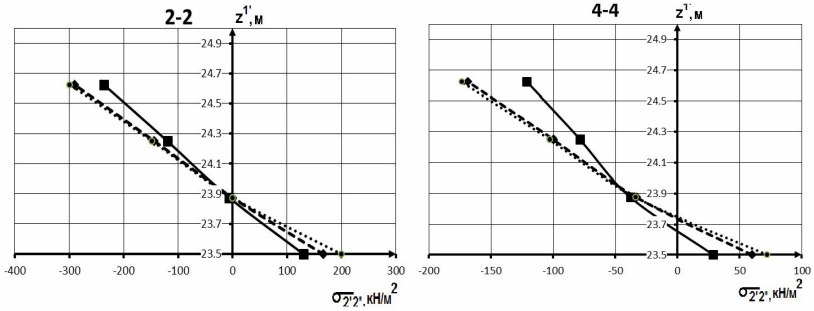


Рис. 12. Розподіл нормальних напружень по товщині фундаментної плити, отриманий в двовимірній та просторовій постановках НМСЕ між палями

Висновок Напіваналітичний метод скінченних елементів дозволяє проводити моделювання просторового напружено-деформованого стану суттєво неоднорідних призматичних тіл. В даному випадку застосування просторової постановки задачі дозволило до 20% уточнити величини напружень в найбільш навантажених областях фундаментної плити.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН. В. 2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.:Мінрегіонбуд України, 2010. – 107с.
2. Напіваналітичний метод скінченних елементів в задачах руйнування просторових тіл : Монографія / [Баженов В. А., Гуляр О. І., Пискунов С. О., Сахаров О. С.]. – К. : КНУБА, 2005. – 298 с.
3. Напіваналітичний метод скінченних елементів в задачах динаміки просторових тіл : Монографія / [Баженов В. А., Гуляр О. І., Сахаров О. С., Солодей І.І. – К. : КНУБА, 2012. – 248 с.
4. *Solodei I.I., Vabishcheych M.O., Sizevych B.I., Chepurna O.O* Effectiveness of semi-analytical finite element method in the numeric analysis of deformation of non-homogeneous 3d constructions subject to initial deviation of form // Опір матеріалів і теорія споруд: Наук.-техн. збірник. К.: КНУБА, 2015 – Вип.94. – С.119-125.

REFERENCES

1. DBN V. 2.1-10-2009 *Osnovy ta fundamenti sporud.* – K.:Minregionbud ukraine 2010. – 107 s.
2. *Napivanalitichnyy metod skinchennykh elementiv v zadachakh ruynuvannya prostorovykh til:* Monohrafiya / [Bazhenov V. A., Hulyar O. I., Pyskunov S. O., Sakharov O. S.]. – K. : KNUBA, 2005. – 298 s.
3. *Napivanalitichnyy metod skinchennykh elementiv v zadachakh dynamiky prostorovykh til :* Monohrafiya / [Bazhenov V. A., Hulyar O. I., Sakharov O. S., Solodey I.I. – K. : KNUBA, 2012. – 248 s.
4. *Solodei I.I., Vabishcheych M.O., Sizevych B.I., Chepurna O.O.* Effectiveness of semi-analytical finite element method in the numeric analysis of deformation of non-homogeneous 3d constructions subject to initial deviation of form // Опір матеріалів і теорія споруд: Наук.-техн. збірник. К.: КНУБА, 2015 – Вип.94. – С.119-125.

Pyskunov S., Al-Khussein K.

AN ANALYSIS OF STRESS-STRAIN STATE OF THE BASE OF HIGH RISE BUILDING

The determination of the stress-strain state of the foundation plate on a pile-base basis using the traditional FEM of the semianalytic finite element method (SFEM) has been carried out in the article. The study of the results convergence with a consistent increase of the size of the fragment of the soil mass, considered together with the pile foundation was carried out to select the size of the fragment. Displacement values on the direction perpendicular to the foundation plate surface are used as the criterion. The appearance of a soil fragment with a pile foundation allows us to represent it as a prismatic body. Accordingly, in order to construct a spatial discrete model, inhomogeneous prismatic finite elements (FE) are used which represent itself a quadrangular prism. The length of the FE coincides with the characteristic size of the considered "foundation-ground massif" fragment, and the dimensions of the cross-section are determined when constructing a discrete model. The variation of the mechanical properties of the soil massif and the foundation is taken into account by modifying of the material elasticity module along the FE forming. Obtained calculation results are presented in the form of graphs of bending stresses along the upper and lower surfaces of the foundation plate. The results obtained for a single row of piles using FEM in the two-dimensional formulation and the SFEM in the spatial formulation coincide with an error less to 3%. Taking into account the heterogeneity of the soil massif, consisting of riveting and clay, leads to differences in the bending stresses values in the range of 15-20% compared with the consideration of the foundation in a homogeneous soil massif. When comparing the solutions results obtained for a quarter of the foundation plate with adjacent piles, it is shown that the values of the tensile bending stresses on lower surfaces of the base plate obtained in the spatial formulation exceed by 15-20% the corresponding values obtained in the two-dimensional formulation. The values of the compressive bending stresses (obtained on upper surfaces of the base plate) remain practically identical.

Key words: semianalytic finite element method (SFEM), foundation's grillage, heterogeneous soil, stress-strain state, elastic deformation.

Пискунов С.О., Аль-Хуссейн К.

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

В статье представлены результаты определения напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты на свайной основе с использованием полуаналитического метода конечных элементов (ПМКЭ). Проведено сравнение результатов полученных для однородного и неоднородного грунтового массива, а также в двумерной и пространственной постановках.

Ключевые слова: полуаналитический метод конечных элементов (ПМКЭ), фундаментная плита, неоднородный грунтовый массив, напряженно-деформированное состояние, упругое деформирование.

УДК 539.3

Пискунов С.О., Аль-Хуссейн К.

Аналіз напружено-деформованого стану фундаментної плити багатопверхового будинку // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 79-89.

Розглядається постановка і результати скінчено елементного розв'язання задачі про вплив неоднорідності ґрунтової основи на напружено-деформований стан фундаментної плити багатопверхового будинку.

Табл. 0. Іл. 12. Бібліогр. 4 назв.

UDC 539.3

Pyskunov S., Al-Khussein K.

An analysis of stress-strain state of the base of high rise building // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue 97. – P. 79–89.

The statement and finite-element decision of the problem about effect of soil substructure nonhomogeneity on a stress-strain state of the base of high rise building has been done.

Table 0. Fig. 12. Ref. 4.

УДК 539.3

Пискунов С.О., Аль-Хуссейн К.

Аналіз напружено-деформованого стану фундаментної плити багатоэтажного будинку // Спротивлення матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 79-89.

Рассматривается постановка и конечноэлементное решение задачи о влиянии неоднородности грунтового основания на напряженно-деформованное состояние фундаментной плиты многоэтажного здания.

Табл. 0. Рис. 12. Библиогр. 4 назв.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, професор кафедри будівельної механіки КНУБА ПИСКУНОВ Сергій Олегівич.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Пискунов Сергій Олегівич.

Адреса домашня: 03087, Україна, м. Київ, вул. Іскрівська б.3, кв.10

Роб. тел. +38(044) 245-55-55;

мобільний тел.: +38(050) 962-66-14.

E-mail s.piskunov@ua.fm

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): магістрант кафедри будівельної механіки КНУБА АЛЬ-ХУССЕЙН Катерина

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Аль-Хуссейн Катерина.

Адреса домашня: 03039 Україна, м. Київ, просп. Науки 6, кв. 203

мобільний тел.: +38(093) 872-96-22;

E-mail – kateryna.alkhussein@gmail.com

УДК 539.3+511.1

ОЦІНКА МАКСИМАЛЬНОГО ЗНАЧЕННЯ ОСЬОВОЇ СИЛИ СТИСНЕННЯ ОБОЛОНКИ ПРИ НЕЧІТКИХ ДАНИХ ЯК ЗАДАЧА НЕВИЗНАЧЕНОГО ПРОГРАМУВАННЯ

В.О. Бараненко¹,

д-р техн. наук, професор кафедри будівельної механіки

Д.Л. Волчок¹,

канд. техн. наук, доцент кафедри будівельної механіки

¹*Придніпровська державна академія будівництва та архітектури*

Розглянуто задачу визначення максимального значення осьової сили, яка стискує кругову циліндричну ізотропну оболонку за умов стійкості та міцності, при нечіткому завданні вихідних даних – радіусі і товщині типу «близько до», «приблизно». Фаззифікація цих даних виконана за допомогою уведення нечітких чисел. Для їх опису взято функцію належності, яка має трикутний та гаусів вигляд. Формулюється оптимізаційна задача, яка належить до класу ССР – моделей невизначеного програмування. В роботі подається обчислювальний алгоритм реалізації моделі, який базується на використанні методу Монте-Карло. Наведено декілька числових експериментів щодо вивчення впливу нечіткої інформації на величину шуканої сили.

Ключові слова: циліндрична оболонка, нечіткі величини, оптимальне проектування конструкцій, невизначене програмування, нечітке моделювання.

Вступ

В задачах проектування, в тому числі й оптимального, має місце випадок, коли початкові характеристики і параметри системи є "недосконалыми" даними. Така інформація може бути отримана в умовах нечіткого чи неточного опису, вимірювання, суперечливості. Проектувальник зобов'язаний уточнити інформацію про дані у відповідності до існуючих норм проектування. В механіці домінує детермінований підхід. Тут має місце поважне відношення до всього точного, строгого, кількісного. Але, в довідниках, підручниках, монографіях значна частина даних наводиться у вигляді інтервалів, неточних чисел.

Відношення до всього неточного, нестрогого, нечіткого, випадкового досить довго у дослідників і практиків залишалось зневажливим. І тільки наприкінці 20 століття до цієї проблеми стали відноситись інакше - з'явився інтерес до розгляду більш загальних задач, де б враховувались перелічені вище невизначеності. Для формулювання і розв'язання їх став необхідним такий математичний апарат, яким мав би можливість апріорі враховувати невизначеність в завданні геометричних параметрів

конструкції, характеристик властивостей матеріалу, величини навантажень, їх місце прикладення та інше [1].

Таким апаратом при дії факторів випадкової природи в механіці стала теорія ймовірностей. На її основі набула розвитку теорія надійності конструкцій [2, 3].

В кінці минулого віку для сприйняття явищ і процесів, змінні яких мають добре розрізнену границю тих множин, до яких вони належать, був розроблений в математиці новий напрямок - теорія нечітких множин (fuzzy sets theory - FST). FST була задумана як математичний апарат нечіткого виводу для роботи зі змінними лінгвістичного виду [4, 5], що відповідає явищам і процесам в гуманістичних і технічних системах. В механіці цей апарат ще не зміг знайти широкого застосування [6].

Проте результати подальшого розвитку FST відкрили шлях до роботи з "недосконалими" числовими даними в багатьох галузях техніки.

Для роботи з неясним, "грубим" описом границь множин в сучасній математиці в кінці XX віку розроблено новий апарат - теорія неточних множин RST (Rough Sets Theory) [7].

Для сприйняття недостатньої інформації було запропоновано підхід [8], суть якого полягає в тому, що кожна неточна множина може бути визначена за допомогою чітких (crisp), елементарних множин які називаються нижнім та верхнім наближеннями. Теорія неточних множин доповнює теорію нечітких множин і м'яких обчислень [9], а саме: має справу з іншим видом невизначеності та суперечливості. Разом з теорією FST, RST являє собою потужний інструмент для аналізу "недосконалих" даних в умовах нечіткості, неточності, суперечливості і неповноти.

В даній статті розглядається одна з задач механіки циліндричних оболонок - визначення максимально можливого значення прикладеного повздовжнього навантаження за умови несучої здатності при завданні "сирих" вихідних параметрів - товщини і радіусу оболонки.

Розглядається вид невизначеності - нечіткий опис параметрів. Формулюється оптимізаційна модель, яка відноситься до класу CCP-моделей математичного програмування [10] (CCP - chance constrained programming - програмування з обмеженими шансами). В якості міри шансів для даних нечіткої природи взята міра - можливість (POS - possibility). Для реалізації моделі використовується метод Монте-Карло (імітаційне моделювання).

2. Формулювання задачі

Розглядається ізотропна кругова циліндрична оболонка, геометричні характеристики якої радіус R , товщина h і довжина L - задані величини. Матеріал оболонки характеризується модулем пружності Юнга і Пуассона, відповідно, E і ν , а також міцністю матеріалу на стиснення в

осьовому напрямі, в якому діє стискаюча поздовжня сила N^* . Умови закріплення оболонки - шарнірне опирання. Для такої механічної системи призначимо фізичні обмеження у вигляді [11]

$$g_i(x) \geq u; \quad i = 1, 2, 3, \quad (1)$$

де $u = N^*$; $x = \{x_1, x_2\}$; $x_1 = h$; $x_2 = R$; $x_1 > x_2 > 0$; $g_1(x) = P_{kp}^M$; $g_2(x) = P_{kp}^C$; $g_3(x) = P_R$; P_{kp}^M , P_{kp}^C - відповідно місцеве і загальне критичне зусилля; P_R - міцність оболонки. Тут вирази для $g_i(x)$ - дійснозначні функції вектору x .

Запишемо наближений вираз для критичного осьового зусилля P_{kp}^M , P_{kp}^C у випадку шарнірного опирання стержня з кільцевим перерізом:

$$P_{kp}^M = Dx_1^2; \quad D = 2\pi E / \sqrt{3(1-\nu^2)}; \quad (2)$$

$$P_{kp}^C = Bx_1x_2^3; \quad B = \frac{\pi^3 E}{L^2}. \quad (3)$$

Міцність оболонки на стиск N^* пишемо як

$$P_R = Cx_1x_2; \quad C = 2\pi\sigma_0. \quad (4)$$

Два обмеження в (1) з означеннями (2) - (3) визначають можливість місцевої та загальної втрати стійкості оболонки як стержня.

Третє обмеження в (1) з означенням (4) забезпечує можливість неруйнування оболонки при стисканні її силою $u = N^*$.

Необхідно при заданих значеннях вихідних геометричних параметрів оболонки h , R , L , фізичних характеристиках E , ν , σ_0 знайти таке максимальне значення величини u^* , при якому задовольняється умова несучої здатності (1)-(4).

Внаслідок маємо таку детерміновану задачу нелінійної оптимізації:

$$u^{opt} = \arg \left\{ \max_{u>0} u \mid g_i(x) \geq u; \quad i = 1, 2, 3 \right\}. \quad (5)$$

В постановці (5) оптимізаційної задачі всі параметри h , R , E , ν , σ_0 або їх частина можуть бути чіткими або невизначеними, зокрема, випадковими, нечіткими, неточними.

В даній роботі, не порушуючи загальність підходу, розглядається той випадок, коли параметри h і R описуються за допомогою словесних кваліфікаторів, зокрема товщина h дорівнює "приблизно величині h^* ", а радіус R "близький" до значення R^* . Можуть бути інші описи - "в інтервалі", "трохи більше, ніж", та інші.

Одночасне виконання трьох фізичних умов з нечіткою величиною $\xi = (x_1; x_2)$ де $x_1 = h$, $x_2 = R \in$ нечітка подія

$$\{g_i(\xi) \geq u\}; i = 1, 2, 3. \quad (6)$$

У зв'язку з цим можна сформулювати задачу (5), як задачу невизначеного програмування [9]: знайти таке максимальне значення осьової стискуючої сили \bar{u} , при якому виконується умова

$$Pos(g_i(\xi) \geq u) \geq \beta; (0 \leq \beta \leq 1), \quad (7)$$

де β - заданий рівень можливості, тобто

$$\bar{u}_\beta = \arg \left\{ \max_{u>0} u(\beta) \mid Pos(g_i(\xi) \geq u) \geq \beta; i = 1, 2, 3 \right\}. \quad (8)$$

Через Pos в (7) - (8) позначено міру шансів виконання нечіткої події (6) - можливість. Має місце таке твердження: для двох нечітких чисел A та B ($A \subseteq \mathfrak{R}; B \subseteq \mathfrak{R}$) запис $Pos(A \geq B)$; $A = g_i(\xi)$; $B = u(\beta)$ означає, що можливість настання події (6) за будь-яких A і B являє собою найбільшу із можливостей того, що існує, принаймні, одна пара значень x та y ; $x \in \mathfrak{R}$; $y \in \mathfrak{R}$, така, що $x \geq y$, а значення A та B є значеннями x та y відповідно, тобто [9]

$$Pos(A \geq B) = \sup_{x,y \in \mathfrak{R}} \{ \min(\mu_A(x), \mu_B(y)) \mid x \geq y \} \quad (9)$$

У виразі (9) нечіткі числа A і B задаються функціями належності $\mu_A(x) : \mathfrak{R}[0;1]$; $\mu_B(y) : \mathfrak{R}[0;1]$, які відповідають умовам означення їх, а саме:

1) $\sup_{x \in \mathfrak{R}} \mu_A(x) = 1$; $\sup_{y \in \mathfrak{R}} \mu_B(y) = 1$ - нормальності;

2) неперервності;

3) опуклості: для будь яких $x_1, x_2 \in A \subseteq \mathfrak{R}$; $0 \leq \lambda \leq 1$ має місце

$$\mu_A[\lambda x_1 + (1 - \lambda)x_2] \leq \min[\mu_A(x_1), \mu_A(x_2)].$$

Число B є дійсним і таким, що $\mu = 1$.

3. Нечітке моделювання

Під нечітким моделюванням тут розуміється процес виконання таких етапів дослідження: а) фаззифікація; б) аналіз, імітаційне моделювання, оптимізація; в) дефаззифікація.

Сутність першого етапу полягає в опису початкової вихідної інформації в термінах теорії нечітких множин, тобто тут для даних нечіткої природи вводиться відповідна функція належності. При розв'язанні практичних задач ця функція задається поза межами теорії

нечітких множин, а її адекватність не можна перевірити підходами самої теорії.

Другий етап моделювання полягає в установленні відповідності між нечіткими даними і простором відображених результатів.

Третій етап є зведенням результатів другого етапу до чітких значень шуканих параметрів. Для задачі, яка розглядається тут, таким параметром є змінна \bar{u}_β для заданого апріорі рівня β .

3.1. Етап фаззифікації

Нехай параметри h і R задаються нечіткими числами з відповідними функціями належності

$$\mu_h(x) : X \rightarrow [0;1]; \mu_R(x) : X \rightarrow [0;1]; x = \{x_1 = h, x_2 = R\} \in X$$

$X \subseteq \mathfrak{R}$ - множина дійсних чисел.

Адекватною формалізацією лінгвістичних описів "приблизно", "близько до" є нечіткі числа ($L - R$) типу з функцією належності [12, 13]

$$\mu(x) = \begin{cases} L\left(\frac{m-x}{\Delta_L}\right) & x \leq m \\ R\left(\frac{x-m}{\Delta_R}\right) & x > m \end{cases} \quad (10)$$

де L, R - деякі функції, m - дійсне число (мода) таке, що $A(\mu_A(m) = 1)$; Δ_L, Δ_R - відповідно лівобічний та правобічний розкид. При збільшенні розкидів Δ_L, Δ_R число A стає "більш" нечітким. Таке число A записується у вигляді (рис. 1).

$$A = (m, \Delta_L, \Delta_R)_{LR}, \quad a = m - \Delta_L, \quad b = m + \Delta_R. \quad (11)$$

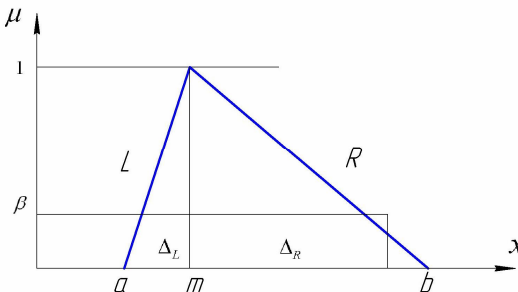


Рис. 1. Означення нечіткого числа

Використовується також інший вигляд запису нечіткого числа $A = (a, m, b)_\Delta$.

Нехай функції $L(x)$ і $R(x)$ виконують відображення $\mathfrak{R} \rightarrow [0;1]$ і задовольняють таким умовам:

а) $L(-x) = L(x)$; $R(-x) = R(x)$;

б) $L(0) = 1$; $R(0) = 1$;

в) функції $L(x)$ і $R(x)$ є не зростаючими унімодальними на інтервалі $(0, +\infty)$.

Для заданого β - рівня із означення функцій належності $\mu_h(x)$ і $\mu_R(x)$ формуються множини $x_1 \subseteq X$, $x_2 \subseteq X$, $X \subseteq \mathfrak{R}$ (рис. 2).

$$X_k = [x_k^-(\beta), x_k^+(\beta)]; k=1,2. \quad (12)$$

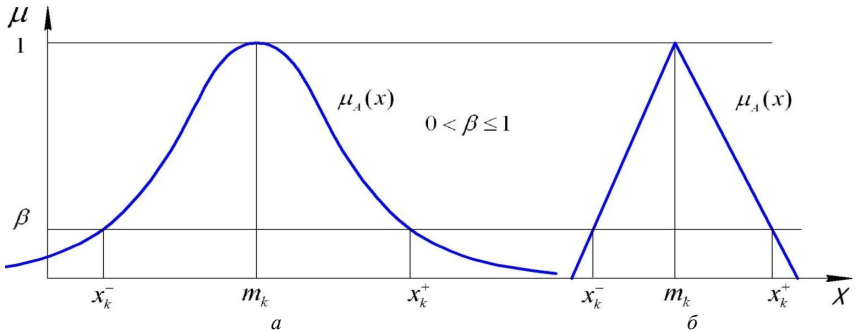


Рис. 2. Утворення множин X_k

Якщо $\mu(x)$ є функцією Гауса (рис. 2, а)

$$\mu(x) = \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right); m, \sigma - \text{параметри}, \quad (13)$$

то

$$x_k^- = m_k - \sigma_k \sqrt{-2 \ln \beta}; \quad x_k^+ = m_k + \sigma_k \sqrt{-2 \ln \beta}. \quad (13,а)$$

У випадку, коли $\mu(x)$ розглядається у вигляді трикутника (рис. 1, рис. 2, б)

$$\mu(x) = \begin{cases} \frac{x-a}{m-a}, & a \leq x \leq m \\ \frac{b-x}{b-m}, & m < x \leq b, \end{cases} \quad (14)$$

то

$$x_k^- = a_k + \beta(m_k - a_k); \quad x_k^+ = b_k - \beta(b_k - m). \quad (14,а)$$

3.2. Етапи імітаційного моделювання

На основі інформації щодо формулювання задачі, етапу фаззифікації та положень методу Монте-Карло пропонується такий алгоритм:

Початок.

1. Призначити $sw = -\infty$; $ss = +\infty$.

Основний цикл: $j = 1, 2, \dots, M$.

2. Отримати в інтервалі $[0, 1]$ випадкові числа за рівномірним законом розподілу

$\xi_k = random$; $k = 1, 2$.

3. З інтервалів X_k ($k = 1, 2$), визначених в (12), (13) або (12), (14) знайти, в залежності від функції належності, величини x_{kj} ; ($k = 1, 2$).

$$x_{kj} = x_k^-(\beta) + (x_k^+(\beta) - x_k^-(\beta))\xi_k. \quad (15)$$

4. Обчислити за означенням (2) – (4) функції $g_i = g_i(x_k)$; $i = 1, 2, 3$.

5. Знайти $w = \min_i \{g_{ij}\}$; $i = 1, 2, 3$.

6. Якщо $w < ss$, то призначити $ss = w$.

Якщо $w > sw$, то призначити $sw = w$.

7. $j = j + 1$. Повторити обчислення з кроку 2 M разів (випробувань).

8. Кінець циклу.

9. Призначити $\bar{u}_L = ss$; $\bar{u}_R = sw$, відповідне лівобічне та правобічне значення величини \bar{u}_β .

10. Кінець.

Зауваження. Вибрані числа $x_k(\beta)$ ($k = 1, 2$) є такими, що $\mu_h(x_1, x_2) \geq \beta$, $\mu_R(x_1, x_2) \geq \beta$ тобто задовольняють основне обмеження задачі (8).

3.3. Дефаззифікація

В результаті реалізації попереднього етапу моделювання обчислюються для кожного дискрету β значення нечіткої величини

$$u_\beta = \{u_L(\beta), u_R(\beta)\}_{LR}.$$

Модальне значення приймає величина при $\beta = 1$; $u_L(1) = u_R(1)$.

З цих результатів сформуємо послідовність $V = \{V_j\}$; $j = 1, 2, \dots, T$ для n дискретів, а саме: $V_1 = u_L(\beta_1)$; $V_2 = u_L(\beta_2)$; \dots ; $V_{n-1} = u_L(\beta_{n-1})$; $V_n = u_L(\beta_n = 1) = u_R(\beta_n = 1)$; $V_{n+1} = u_R(\beta_{n-1})$; $V_{n+2} = u_R(\beta_{n-2})$; \dots ; $V_{m-1} = u_R(\beta_2)$; $V_m = u_R(\beta_1)$, де $m = 2n - 1$; $\beta_1 < \beta_2 < \beta_3 < \dots < \beta_n = 1$.

З елементів послідовності $\{V_i\}$; $i = 1, 2, \dots, m$ та означення $\mu_j = \beta_j$ за допомогою операції об'єднання запишемо отриману нечітку

величину $u_k^f(\beta)_{LR}$

$$u_k^f(\beta)_{LR} = \sum_{j=k}^{T_k} \frac{\mu_j}{V_j}; \quad k = 1, 2, \dots, n, \quad (16)$$

де $T_k = 2n - k$.

Для перетворення нечіткого числа $u_k^f(\beta)_{LR}$ в чітке \bar{u} скористаємось способом, який запропоновано в роботі [9], а саме:

$$\bar{u} = \sum_{i=1}^T s_i V_i, \quad (17)$$

де s_i - вагові коефіцієнти, які враховують інформацію про $\{\mu_i\}$; $i = 1, 2, \dots, T$;

$$s_1 = \frac{1}{2} \left[\mu_1 + \max_{1 \leq j \leq m} \mu_j - \max_{1 \leq j \leq m} \mu_j \right];$$

$$s_i = \frac{1}{2} \left[\max_{1 \leq j \leq i} \mu_j - \max_{1 \leq j \leq i} \mu_j + \max_{i \leq j \leq m} \mu_j + \max_{i \leq j \leq m} \mu_j \right] \text{ для } i = 2, 3, \dots, m-1; \quad (18)$$

$$s_m = \frac{1}{2} \left[\max_{1 \leq j \leq m} \mu_j - \max_{1 \leq j \leq m} \mu_j + \mu_m \right].$$

Співвідношення (17)-(18) є виразом очікуваного результату (аналогія в теорії ймовірностей – математичне сподівання).

Існують також інші способи дефаззифікації нечітких величин [12].

4. Числові експерименти

4.1. Перша інформаційна ситуація щодо вихідних даних

При таких значеннях числових даних: $E = 8,16 \cdot 10^6 \text{ Н/см}^2$, $\nu = 0,3$, $\sigma_0 = 162 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2$, $L = 300 \text{ см}$, $m_1 = 0,07 \text{ см}$, $m_2 = 10 \text{ см}$, $M = 5 \cdot 10^5$, даних таблиці 1 і функції належності гаусового виду (14) за пропонуваним алгоритмом виконано декілька числових експериментів, результати яких подано в таблицях 2 - 5 і відповідних графіках (рис. 3, 4).

Таблиця 1

Параметри експериментів

№ експерименту	$\sigma_h, \text{ см}$	%	$\sigma_R, \text{ см}$	%
1	0,01	14	1	10
2	0,01	14	2	20
3	0,02	28	2	20
4	0,01	14	0,1	1

В стовпцях «%» наводиться відсоток величини σ від точного значення параметрів $m_h = 0,07$ і $m_R = 10$.

Розв'язання детермінованої задачі (5) виконано також за методом Монте-Карло. Отримано такий результат $u^{\det} = 71251 H$, з яким порівнюються розв'язки задачі оптимізації при нечітких даних (перша інформаційна ситуація): товщина оболонки «приблизно дорівнює 0,07 см», а радіус «близький до 10 см».

Таблиця 2

Експеримент 1

β	u_{β}^L	u_{β}^R	\bar{u}_{β}	$Pr_{\beta}, \%$
0,1	39479	111476	72877	2,3
0,2	44172	105052	-	-
0,3	47771	100171	72663	2,0
0,4	50288	95833	-	-
0,5	52774	92664	72253	1,4
0,6	55291	89603	-	-
0,7	57678	86184	71807	0,8
0,8	60524	82993	71687	0,6
0,9	63742	79279	71488	0,3
1	71251	71251	71251	0
0,95	66021	76773		
0,99	68914	73667		

Таблиця 3

Експеримент 2

β	u_{β}^L	u_{β}^R	\bar{u}_{β}	$Pr_{\beta}, \%$
0,1	27107	132050	74422	4,4
0,2	34668	121335	-	-
0,3	38796	113522	73891	3,7
0,4	42536	107464	73548	3,2
0,5	45968	102136	73168	2,7
0,6	49203	97420	-	-
0,7	52415	93241	72508	1,8
0,8	56124	88248	72059	1,1
0,9	60784	82803	71745	0,7
0,95	63819	79260	-	-
0,99	67949	74675	-	-
0,999	70195	72337	-	-
0,9999	71146	71360	-	-
1	71251	71251	71251	0

Таблиця 4

Експеримент 3

β	u_{β}^L	u_{β}^R	\bar{u}_{β}	$Pr_{\beta}, \%$
0,1	15421	162307	77500	8,8
0,2	23167	145512	-	-
0,3	28152	132473	76241	7,0
0,4	32679	124862	75778	6,4
0,5	37213	116574	75027	5,3
0,6	41043	108917	-	-
0,7	45391	103207	73662	3,4
0,8	50307	95882	72819	2,2
0,9	56557	87645	72024	1,1
1	71251	71251	71251	0
0,99	66532	76146	71338	0,12

Таблиця 5

Експеримент 4

β	u_{β}^L	u_{β}^R	\bar{u}_{β}	$Pr_{\beta}, \%$
0,1	48637	95016	74828	0,25
0,2	52244	90949		
0,3	54798	88060	71371	0,17
0,4	56894	85994		
0,5	58696	84062	71349	0,14
0,6	60488	82232		
0,7	62261	80500		
0,8	64150	72488		
0,9	66357	76209	71281	0,04
1	71251	71251	71251	0
0,95	67825	74732		
0,99	69736	72781		
0,9999	71101	71405		

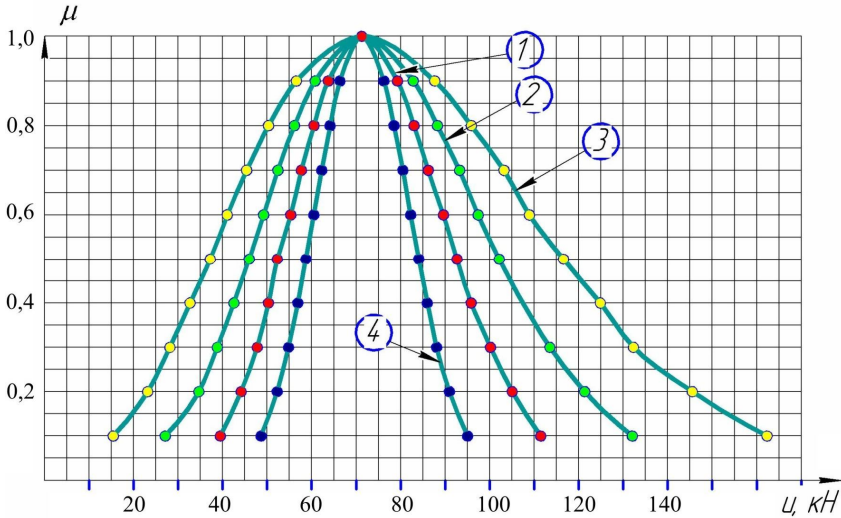


Рис. 3. Графічне зображення нечітких чисел $\bar{u}_L(\beta)$ і $\bar{u}_R(\beta)$

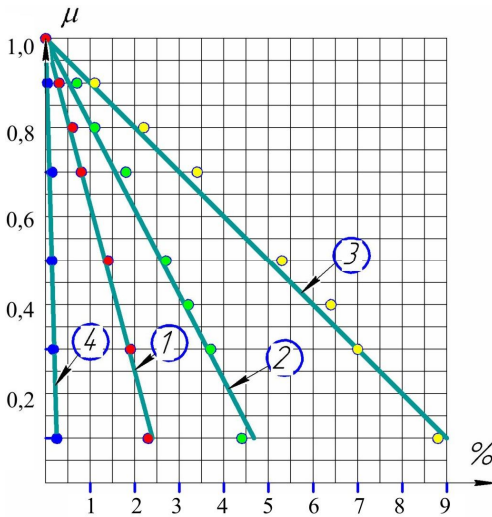


Рис. 4. Відхилення $\bar{u}(\beta)$ від розв'язку детермінованої задачі (в %) для дискретів $\mu_i = \beta_i$ для чотирьох експериментів

4.2. Друга інформаційна ситуація щодо вихідних даних

В практиці застосування нечітких величин [13] найчастіше використовуються нечіткі трикутні числа з функцією належності

(14). Нехай параметр R задається таким чином: величина радіусу оболонки "трохи більше, чим 10 см". Фаззифікацію цієї ситуації здійснено за допомогою уведення поняття напівчітких чисел [14] з функцією належності, наприклад, виду (13) - (14), коли $a = m$ (рис. 1, 2), тобто з коефіцієнтом розкиду нечіткості $\Delta_L = 0$. Коли $\Delta_R = 0$ адекватно описується інформаційна ситуація "трохи менше, чим".

На рис. 5. і табл. 6 надано результати двох числових експериментів при таких даних:

$$m_h = 0,07 \text{ см};$$

$$\Delta_R^h = 0,01 \text{ см};$$

$$m_R = 10 \text{ см};$$

$$\text{A) } \Delta_R^R = 0,1 \text{ см};$$

$$\text{B) } \Delta_R^R = 1 \text{ см}.$$

Через Δ_R^h , Δ_R^R позначено правобічний розкид параметрів h та R відповідно.

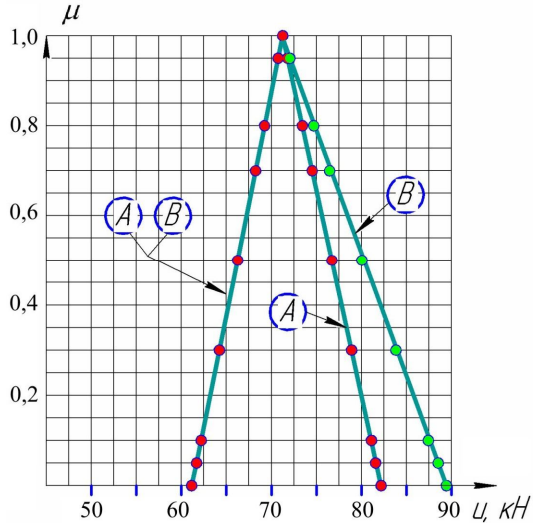


Рис. 5. Графічне зображення нечітких чисел $\bar{u}_L(\beta)$ і $\bar{u}_R(\beta)$

Таблиця 6

Результати числових експериментів А, В

β	Експеримент А		Експеримент В	
	u_L	u_R	u_L	u_R
0,0	61144	82189	61385	89442
0,05	61687	81564	61961	88545
0,1	62204	81106	62289	87430
0,3	64217	78874	64291	83827
0,5	66251	76683	66491	80053
0,7	68237	74522	68371	76467
0,8	69240	73421	69309	74701
0,95	70748	71794	70760	72105
1	71251	71251	71251	71251
Результати дефаззифікації	$\overset{-\det}{u}_{0,05} = 71428,7$, що на 0,25% більше від u_1		$\overset{-\det}{u}_{0,05} = 72934$, що на 2,4% більше від u_1	

5. Оцінка результатів

Для оцінки точності отриманих числових результатів у вигляді словесних висловлювань скористаємось означенням лінгвістичної змінної «Точність» [5]. На рис. 6. наведено терми та їх характеристики у формі числових інтервалів. Дані цих інтервалів можна оцінити експертним чином. Тут пропонується авторська експертна оцінка. Вона може бути іншою.

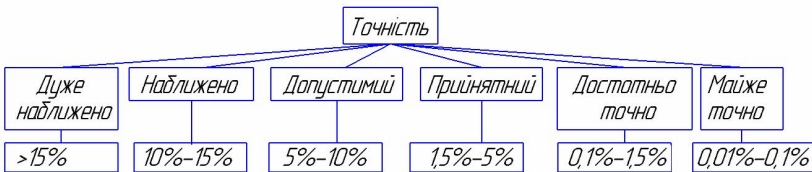


Рис. 6. Лінгвістична змінна «Точність» з її термами та експертними оцінками

За цим означенням отримано оцінки максимальної величини сили стискування $N^* = \bar{u}_\beta$ на оболонку для деяких рівнів можливості виконання умови (7). Оцінки записано в таблиці 7.

Таблиця 7

Оцінка розв'язку для деяких рівнів можливостей в залежності від нечітких даних

№ експерименту	Оцінка розв'язку \bar{u}_β		
	$\beta = 0,1$	$\beta = 0,7$	$\beta = 0,9$
1	Прийнятно	Достатньо точно	Достатньо точно
2	Допустимо	Прийнятно	Достатньо точно
3	Допустимо	Допустимо	Прийнятно
4	Достатньо точно	Достатньо точно	Майже точно

6. Висновки

1. Адаптовано математичний апарат теорії нечітких множин до сформульованої оптимізаційної задачі визначення максимального значення осьової сили, що діє на циліндричну оболонку, з урахуванням обмежень несучої здатності і нечіткого завдання її геометричних параметрів – товщини і радіусу.

2. Розроблено алгоритм імітаційного моделювання оптимізаційної задачі на основі використання методу Монте-Карло.

3. Алгоритм передбачає виконання трьох етапів – фазифікації, оптимізації і дефазифікації оптимальних нечітких результатів.

Використано вид адекватності опису нечітких означень «близько до», «приблизно», «трохи більше».

4. Виконано декілька числових експериментів, за якими отримано оптимальні проекти – максимальне значення повздовжньої сили, що діє на конструкцію, для конкретних рівнів можливості здійснення нечіткої події – задовільнення умов несучої здатності. Істотно, чим більше рівень можливості, тим ближче наближається до значення сили у випадку детермінованої задачі. Збільшення значень параметрів σ_h і σ_R , Δ_R призводить до збільшення значення відхилень від детермінованого розв'язку оптимізаційної задачі. За отриманими даними, наведеними в табл. 7, можна виявити допустимі границі завдання «грубих» вихідних даних.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Banichuk N. V.* Introduction of Optimization of Structures, Moscow-Nauka. – 1986 (in Russian).
2. *Bolotin V.V.* Statistical Methods in Structural Mechanics, Holdeu-Day, San Francisco, 1969
3. *Augusti G., Baratta A., Casati F.* Probabilistic methods in structural engineering. - London-New York, Chapman and Hall. 1984, 584p
4. *Zadeh L.A.* Fuzzy sets. Information and control – p. 338 – 353
5. *Заде Л.* Понятие лингвистической переменной и его применение к принятию приближённых решений. М.: Мир. - 1976. - 163 с. (Серия "Новое в зарубежной науке. Математика" вып. 3).
6. *Baranenko V.A., Vojnakov A.Yu.* Optimal design at random and fuzzy information about loading. In: J. Obrebski editor, Light weight structures in civil engineering XII LSCE (1 dec. 2000 Warsaw), 2006 p. 22-24
7. *Pawlak Z.* Rough sets, Theoretical Aspects of Reasoning about Data, - Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, - 1991.
8. *Pawlak Z.* Rough sets, International journal of information and computer science, vol. 11, №5. -1982. - p 341-356.
9. *Liu B.* Uncertain programming, Wiley, New-York, 1999.
10. *Liu B.* Theory and practice of Uncertain programming, Springer – Verlay, Berlin, - 2009
11. *Гинзбург И.Н., Кан С.Н.* Об одном методе выбора оптимальных параметров тонкостенной конструкции // «Труды VI Всесоюзной конференции по теории оболочек и пластин. Днепропетровск, 1969» - М.: Наука 1970. с. 271-273.
12. *Рутковская Д., Пилинський М., Рутковский Л.* Нейронные сети, генетические алгоритмы и нечёткие системы. М.: Горячая линия - Телеком. 2008. - 383 с.
13. *Борисов В.В., Федюлов А.С., Зернов М.М.* Основы нечёткой арифметики (Серия "Основы нечёткой математики" Кн. 2) М.: Горячая линия - Телеком. 2014.
14. *Яхьева Г.Э.* Нечёткие множества и нейронные сети. - М.: Интернет - Университет Информационных технологий. - Бинум. Лаборатория знаний. - 2008. - 316 с. (Серия "Основы информационных технологий").

REFERENCES

1. *Banichuk N. V.* Introduction of Optimization of Structures, Moscow-Nauka. – 1986 (in Russian).
2. *Bolotin V.V.* Statistical Methods in Structural Mechanics, Holdeu-Day, San Francisco, 1969
3. *Augusti G., Baratta A., Casiati F.* Probabilistic methods in structural engineering. - London-New York, Chapman and Hall. 1984, 584p
4. *Zadeu L.A.* Fuzzy sets. Information and control – p. 338 – 353
5. *Zadeu L.* Ponyatie lingvisticheskoy peremennoy i ego primeneniye k prinyatiyu priblizhyonnyh reshenij (The concept of linguistic variable and its application to the adoption of approximate solutions) M.: Mir. - 1976. - 163 p. (Seriya "Novoe v zarubezhnoy nauke. Matematika" vyp. 3).
6. *Baranenko V.A., Vojnakov A.Yu.* Optimal design at random and fuzzy information about loading. In: J. Obrebski editor, Light weight structures in civil engineering XII LSCE (1 dec. 2000 Warsaw), 2006 p. 22-24
7. *Pawlak Z.* Rough sets, Theoretical Aspects of Reasoning about Data, - Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, - 1991.
8. *Pawlak Z.* Rough sets, International journal of information and computer science, vol. 11, №5. -1982. - p 341-356.
9. *Liu B.* Uncertain programming, Wiley, New-York, 1999.
10. *Liu B.* Theory and practice of Uncertain programming, Springer – Verlay, Berlin, - 2009
11. *Ginzburg I.N., Kan S.N.* Ob odnom metode vybora optimal'nyh parametrov tonkostennoj konstrukcii (A method for selecting the optimal parameters of thin-walled structure). Trudy VI Vsesoyuznoj konferencii po teorii obolochek i plastin. Dnepropetrovsk, 1969, M.: Nauka 1970. p. 271-273.
12. *Rutkovskaya D., Pilins'kij M., Rutkovskij L.* Nejrionnye seti, geneticheskie algoritmy i nechyotkie sistemy (Neural networks, genetic algorithms and fuzzy systems) M.: Goryachaya liniya - Telekom. 2008. - 383 p.
13. *Borisov V.V., Fedulov A.S., Zernov M.M.* Osnovy nechyotkoj arifmetiki (Basics of fuzzy arithmetic) (Seriya "Osnovy nechyotkoj matematiki" Kn. 2) M.: Goryachaya liniya - Telekom. 2014.
14. *Yah'eva G.E.* Nechyotkie mnozhestva i nejrionnye seti (Fuzzy Sets and Neural Networks). - M.: Internet - Universitet Informacionnyh tekhnologij. - Binom. Laboratoriya znanij. - 2008. - 316 p. (Seriya "Osnovy informacionnyh tekhnologij").

Baranenko V.A., Volchok D.L.

ESTIMATION OF THE MAXIMUM AXIAL FORCE OF COMPRESSED SHELL WITH FUZZY DATA AS A PROBLEM OF UNCERTAIN PROGRAMMING

In the theory of structural design, including the optimal one, where the deterministic approach dominates, it raises interest in considering more general problems in which situations are taken into account when information about the factors of the system being designed is of an uncertain nature. Uncertainty can have probable, fuzzy and inaccurate nature. To formulate and solve problems in these cases, a mathematical apparatus is needed that would have the ability to a priori take into account any kind of uncertainty. Under the influence of random factors, probability theory became popular in mechanics. Based on it, the theory of safety was developed. Accounting of the fuzzy description factors is possible within the framework of fuzzy sets theory. From the standpoint of this theory, the problem of determining the maximum value of the axial force that compresses a circular cylindrical isotropic shell under conditions of stability and strength is considered, with a

fuzzy specification of the initial data - radius and thickness of the type "close to", "approximately". Under fuzzy modeling is meant the execution of such stages of research as fuzzification, analysis, simulation modeling, optimization. The fuzzification of these data is accomplished by introducing fuzzy numbers. For their description, the membership function is used, which has a triangular and Gaussian form. An optimization problem is formulated that relates to the class of CCP -models of uncertain programming. A computational algorithm for realizing the model based on the Monte Carlo method is given in the paper. Several numerical experiments to study the influence of fuzzy information on which the optimal projects were obtained - the maximum value of the longitudinal force acting on the structure, for specific levels of the possibility of performing a fuzzy event - satisfaction of the conditions of the bearing capacity are given. As higher a level of opportunity as closer result to the case of a deterministic problem. An increase in the values of the parameters leads to an increase in the deviation from the deterministic calculation results of the optimization problem. To assess the accuracy of the obtained numerical results in the form of verbal terms, the definition of the linguistic variable "Accuracy" was introduced as one of the variants of the author's expert evaluation. From the data obtained, it is possible to identify the permissible limits of the specification of "rough" initial data.

Keywords: cylindrical shell, fuzzy values, the optimal design of structures, uncertain programming vague, fuzzy modelling.

Бараненко В.А., Волчок Д.Л.

ОЦЕНКА МАКСИМАЛЬНОГО ЗНАЧЕНИЯ ОСЕВОЙ СИЛЫ СЖАТИЯ ОБОЛОЧКИ ПРИ НЕЧЕТКИХ ДАННЫХ КАК ЗАДАЧА НЕОПРЕДЕЛЕННОГО ПРОГРАММИРОВАНИЯ

Рассмотрена задача определения максимального значения осевой силы, которая сжимает круговую цилиндрическую изотропную оболочку в условиях устойчивости и прочности, при нечетком задании исходных данных - радиусе и толщине типа «близко к», «приблизительно». Фаззификация этих данных выполнена с помощью введения нечетких чисел. Для их описания взято функцию принадлежности, которая имеет треугольный и гауссов вид. Формулируется оптимизационная задача, которая относится к классу CCP - моделей неопределенного программирования. В работе подается вычислительный алгоритм реализации модели, основанный на использовании метода Монте-Карло. Приведены несколько численных экспериментов по изучению влияния нечеткой информации на величину искомой силы.

Ключевые слова: цилиндрическая оболочка, нечеткие величины, оптимальное проектирование конструкций, неопределенное программирования, нечеткое моделирование.

УДК 539.3+511.1

Бараненко В.О., Волчок Д.Л. **Оцінка максимального значення осевої сили стиснення оболонки при нечітких даних як задача невизначеного програмування** // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 90 – 106.

Розглянуто задачу визначення максимального значення осевої сили, яка стискує кругову циліндричну ізотропну оболонку за умов стійкості та міцності, при нечіткому завданні вихідних даних.

Табл. 7. Іл. 5. Бібліогр. 14 назв.

Baranenko V.A., Volchok D.L. **Estimation of the maximum axial force of compressed shell with fuzzy data as a problem of uncertain programming** // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue 97. – P. 90 – 106. – Ukr.

The problem of determining the maximum axial force that compresses isotropic circular cylindrical shell under the conditions of stability and strength with the fuzzy job output data.

Бараненко В.А., Волчок Д.Л. Оценка максимального значения осевой силы сжатия оболочки при нечетких данных как задача неопределенного программирования //

Спротивлення матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 90 – 106.

Рассмотрена задача определения максимального значения осевой силы, которая сжимает круговую цилиндрическую изотропную оболочку в условиях устойчивости и прочности, при нечетком задании исходных данных.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, заступник декана факультету ПЦБ ВОЛЧОК Денис Леонідович

Адреса робоча: 49600, м. Дніпропетровськ, вул. Чернишевського, 24а ДВНЗ "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури, ВОЛЧОК Денис Леонідович

Адреса домашня: 49094 Україна, м. Дніпропетровськ, вул. Мандриківська 149/60, ВОЛЧОК Денис Леонідович

Роб. тел. +38(056)7563422; **мобільний тел.:** +38(066) 727-656-0

E-mail – VolchokDL@yandex.ru

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор Бараненко Валерій Олексійович

Адреса робоча: 49600, м. Дніпропетровськ, вул. Чернишевського, 24а ДВНЗ "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури, Бараненко Валерій Олексійович

Адреса домашня: 49005 Україна, м. Дніпропетровськ, вул. Писаржевського 8а/70, Бараненко Валерій Олексійович

Роб. тел. +38(056)7563422; **мобільний тел.:** +38(066) 125-459-7

E-mail – baranenko1941@ukr.net

УДК 539.3

ВПЛИВ ПОПЕРЕДНЬОГО НАГРІВУ ТА ЗМІНИ УМОВ КОМБІНОВАНОГО ЗАКРІПЛЕННЯ КОНТУРУ НА СТІЙКІСТЬ І ВЛАСНІ КОЛИВАННЯ ПОЛОГИХ ПАНЕЛЕЙ ПРИ ДІЇ ТИСКУ

О.П. Кривенко¹,
канд. техн. наук

¹Київський національний університет будівництва і архітектури
Повітрофлотський просп., 31, м. Київ. 03680; e-mail: olakor@ukr.net

Вивчається вплив попереднього нагріву на втрату стійкості та власні коливання пружної пологої квадратної у плані сферичної панелі при комбінованому закріпленні контуру: одна частина контуру жорстко затиснута, інша має шарнірне опирання. Розглядається послідовна зміна одного типу кінематичних граничних умов на інший. Порівнюються два варіанти часткової заміни жорсткого затиснення контуру панелі на шарнірне опирання. На кожному кроці навантаження власні частоти і форми коливань панелі визначаються з урахуванням наявності попереднього напруження конструкції від дії статичного термосилового навантаження.

Ключові слова: пружна оболонка, нелінійне деформування, стійкість, власна частота, власна форма коливань, термосилове навантаження, комбіноване закріплення контуру.

Вступ. Форма нелінійного деформування та несуча спроможність пологих панелей залежать від низки факторів, до яких належить і спосіб закріплення конструкції [1-7]. У реальних умовах оболонкові системи перебувають під дією як силових, так і температурних полів. Зазвичай дія нагріву приводить до появи додаткових температурних деформацій, які можуть значно змінити жорсткість тонкої оболонки. Крім того, наявність термосилових статичних навантажень може істотно вплинути на власні частоти і форми коливань тонкостінної оболонкової системи [8-13]. Таким чином, для підвищення достовірності визначення напружено-деформованого стану (НДС) гнучких оболонкових конструкцій у розрахунках необхідно враховувати дію температурного навантаження, а дослідження власних коливань оболонок потрібно проводити з урахуванням переднапруженого стану, що викликаний дією термосилового навантаження.

Аналіз впливу нагріву на втрату стійкості та власні коливання гнучких оболонок при зміні умов закріплення контуру є недостатньо вивченою проблемою у зв'язку із підвищеною складністю розв'язання подібних задач.

Постановка задачі. У роботі розглянуто питання впливу попереднього нагріву на стійкість та на нижчі частоти і форми власних коливань тонких пологих квадратних у плані сферичних панелей, що

навантажені температурним полем і тиском, при зміні параметрів комбінованого закріплення контуру. Робота є продовженням досліджень [3, 13]. Для розв'язання поставленої задачі використовується комплексний підхід, що базується на геометрично нелінійній скінченноелементній методиці [1, 2] дослідження НДС, стійкості та позакритичної поведінки тонких неоднорідних оболонок при термосилових навантаженнях у поєднанні зі скінченноелементною методикою [9, 13] розрахунку неоднорідних оболонок на власні коливання з урахуванням переднапруженого стану на кожному кроці статичного термосилового навантаження.

Розглядається попередньо нагріта пружна панель сталі товщини, що навантажується зовнішнім рівномірним тиском (рис. 1, а). Одна частина контуру оболонки жорстко затиснута, інша – шарнірно оперта. Для різних величин нагріву досліджено вплив на стійкість і власні коливання гнучкої панелі часткової заміни одного типу закріплення на інший. Термосилове навантаження оболонки реалізовувалось за такою схемою: спочатку панель поступово нагрівалася рівномірно за об'ємом на задану величину $T^{\circ}\text{C}$, а потім при зафіксованому температурному полі донавантажувалась рівномірним нормальним тиском інтенсивністю q . Панель розглядалась при чотирьох величинах попереднього нагріву на $T = 0^{\circ}, 10^{\circ}, 20^{\circ}$ і 30°C .

Матеріал оболонки – ізотропний. Прийнято наступні вихідні данні: модуль пружності $E = 19.6 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0.3$, коефіцієнт лінійного розширення $\alpha = 0.125 \cdot 10^{-4} \text{ град}^{-1}$, товщина $h = 0.01 \text{ м}$, стріла підйому $H = 4h$, розмір опорного контуру $a = 177.2h$, радіус серединної поверхні $R = 1968.49h$, параметр кривизни $K = 32$ ($K = 2a^2 / (Rh)$). Результати досліджень подані з використанням безрозмірних параметрів навантаження $\bar{q} = a^4 q / (Eh^4)$, $\bar{T} = T / 1^{\circ}\text{C}$ і прогину $\bar{u}^l = u^l / h$, де u^l – прогин панелі вздовж декартової осі x^l . За розрахункову скінченноелементну модель було прийнято чверть панелі з рівномірною сіткою 18×18 скінченних елементів, яка, як довели дослідження, забезпечує збіжність розв'язків.

Комбіноване закріплення контуру панелі визначалось за наступною схемою. Шарнірно оперта частина контуру b скінченноелементної моделі оболонки задавалася безрозмірним параметром $\bar{b} = 2b/a$. Розглянуто два варіанти поступової заміни жорсткого затиснення контуру оболонки на шарнірне опирання відповідно до напрямку зміни параметра

\bar{b} . У першому варіанті заміщення виконувалось, починаючи з центра бічної грані панелі (рис. 1, б), у другому – з кута панелі (рис. 1, в). Граничні значення параметра \bar{b} ($0 \leq \bar{b} \leq 1$) відповідають однорідним кінематичним умовам: $\bar{b} = 0$ є умовою жорсткого затиснення усього контуру панелі (//), а $\bar{b} = 1$ – умовою шарнірного опирання (===). Проміжні значення параметра $0 < \bar{b} < 1$ характеризують комбіноване закріплення контуру оболонки (//---).

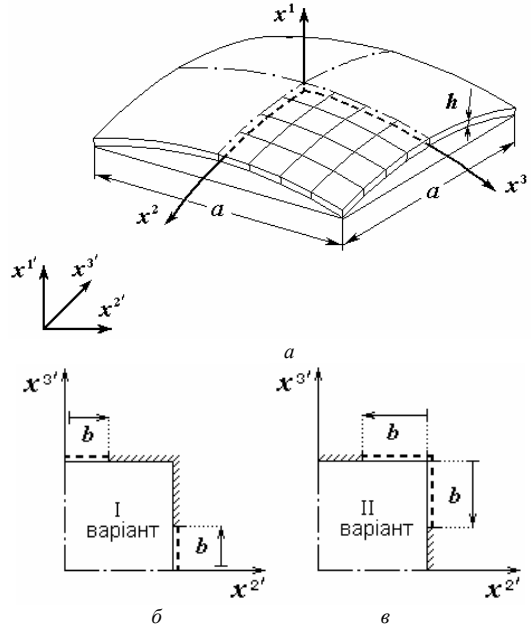


Рис. 1. Сферична панель з двома варіантами комбінованого закріплення контуру

Таким чином, досліджувалось три фактори впливу на стійкість і власні коливання сферичної панелі: різні граничні умови, способи комбінованого закріплення контуру та різні величини нагріву.

Вплив комбінованих граничних умов на стійкість і власні коливання нагрітої панелі

1. Результати дослідження впливу зазначених факторів на *нелінійне деформування та втрату стійкості* панелі докладно наведено в роботах [3, 14]. Аналіз результатів досліджень узагальнено у вигляді залежності величини верхнього критичного навантаження $\bar{q}_{кр}^e$ від параметра комбінованого закріплення контуру \bar{b} (рис. 2). Це дозволило в [3, 14] зробити такі висновки.

Для ненагрітої ($T = 0^\circ\text{C}$) і нагрітої на $T = 10^\circ\text{C}$ панелей для обох варіантів зміни граничних умов залежність “ $\bar{q}_{кр}^e - \bar{b}$ ” близька до лінійної з

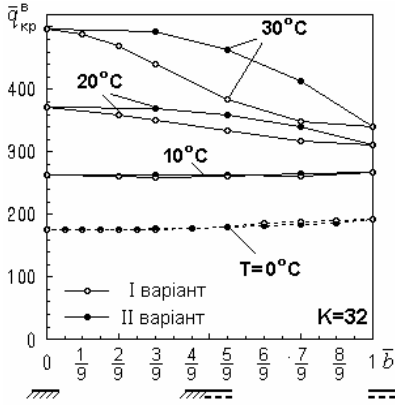


Рис. 2. Залежність верхнього критичного навантаження від величини параметра шарнірного опирання

незначним зростанням (порівняно зі жорстким затисненням) величини $\bar{q}_{кр}^B$ при шарнірному опиранні, відповідно на 8.6 і 1.3%). Слабкий вплив на величину $\bar{q}_{кр}^B$ способу зміни граничних умов у цьому випадку можна пояснити малістю температури попереднього нагріву.

З підвищенням величини нагріву ($T = 20^\circ$ і 30°C) починає проявлятися різниця в способі заміни жорсткого затиснення на шарнірне опирання. II варіант зміни граничних умов виявився ефективнішим. Так, наприклад, при $\bar{b} = 5/9$ різниця між величинами

$\bar{q}_{кр}^B$ для I і II варіантів зміни граничних умов становить 7.6 і 20.4% (відповідно при $T = 20^\circ$ і 30°C). Цей факт у [3, 14] пояснюється тим, що у II варіанті перехід на слабкіші граничні умови відбувається із найжорсткішої області панелі – починаючи від кутів. При цих відносно великих величинах нагріву зі зростанням параметра \bar{b} величина $\bar{q}_{кр}^B$ послідовно зменшується на 15.9 та на 31.7%, відповідно.

На рис. 3 подано форми деформування панелі після нагріву. Характер зміни форми деформування оболонки залежить лише від способу закріплення контуру (від параметра \bar{b}). При цьому (для кожного значення параметра \bar{b}) відповідна форма деформування нагрітої на 10°C , 20°C і 30°C панелі різняться лише за величиною переміщення її точок.

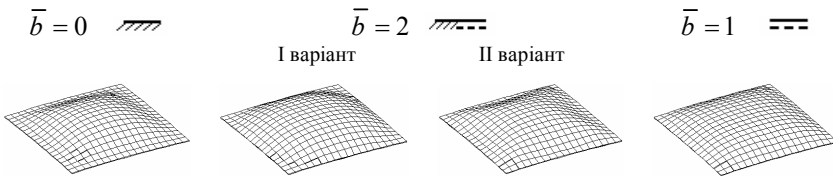


Рис. 3. Форма деформування панелі після нагріву $T = 10^\circ \div 30^\circ \text{C}$

2. Результати дослідження впливу на власні частоти та форми коливань оболонки комбінованих граничних умов та величин попереднього нагріву подано на рис. 4 – рис. 7 та в табл. 1 – табл. 5.

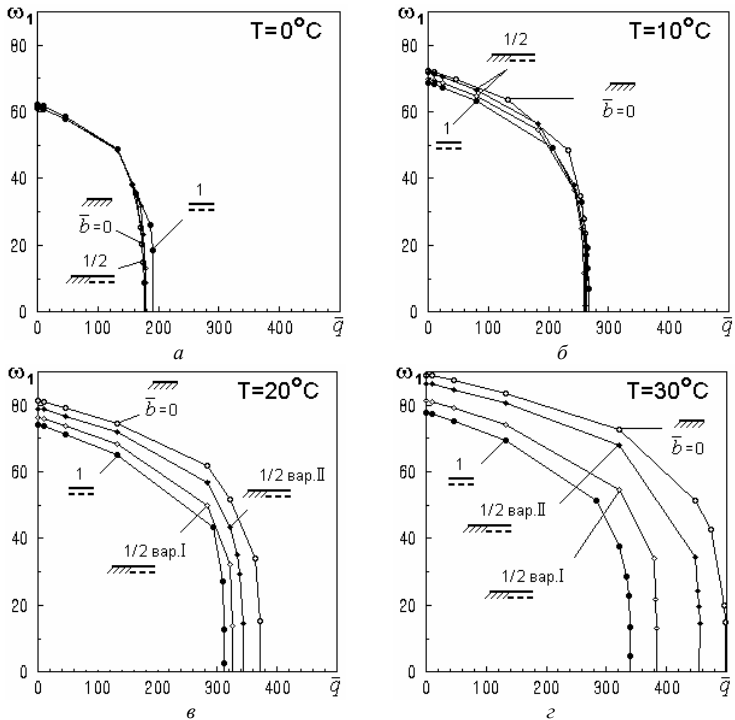


Рис. 4. Залежність діаграм “ $\omega_1 - \bar{q}$ ” від параметра граничних умов \bar{b} для різних величин нагріву

Для чотирьох варіантів термосилового навантаження на рис. 4 наведено еволюцію діаграм “перша власна частота – навантаження” (“ $\omega_1 - \bar{q}$ ”) у залежності від способу закріплення контуру панелі. Для ненагрітої (рис. 4, а) та нагрітої на $T = 10^\circ\text{C}$ (рис. 4, б) оболонки тип граничних умов практично не впливає на вид діаграм “ $\omega_1 - \bar{q}$ ”. Такий самий результат маємо для залежності верхнього критичного навантаження $\bar{q}_{кр}^g$ від величини параметра шарнірного опирання \bar{b} (рис. 2). Для нагрітої до $T = 20^\circ\text{C}$ і 30°C панелі (рис. 4, в, з) для усіх значень \bar{q} відбувається зниження частоти ω_1 при

збільшенні параметра \bar{b} . При цьому зі зростанням величини попереднього нагріву збільшується вплив граничних умов на частоту ω_1 . Найбільше значення частоти ω_1 отримано при жорсткому затисненні усього контуру оболонки ($\bar{b}=0$), а найменше – при шарнірному опиранні по усьому контуру ($\bar{b}=1$). При 50% долі шарнірного опирання ($\bar{b}=1/2$) діаграма “ $\omega_1 - \bar{q}$ ”, що відповідає першому варіанту заміщення, є ближчою до відповідної діаграми при $\bar{b}=1$, а для другого варіанта – вона є ближчою до кривої при $\bar{b}=0$. Це можна пояснити тим, що у другому варіанті зміни граничних умов, заміщення на більш слабе закріплення відбувається з кутів (з області підвищеної жорсткості панелі).

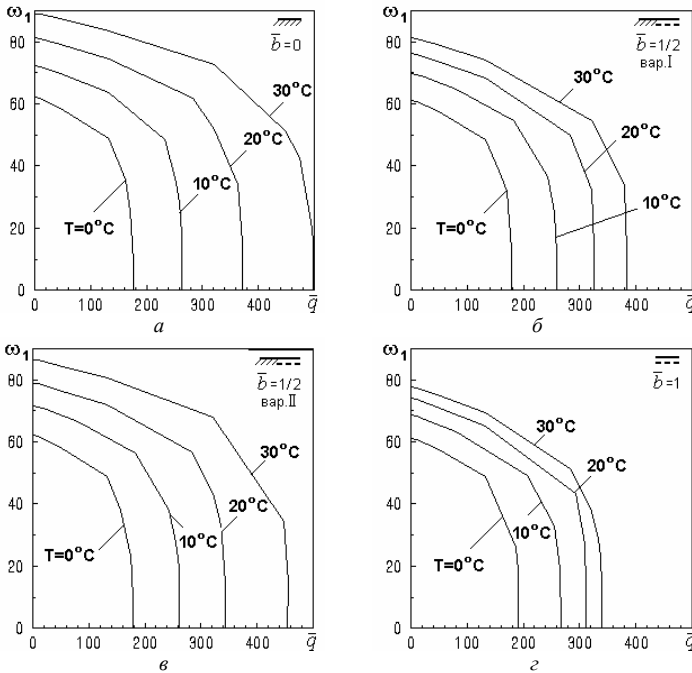


Рис. 5. Залежність діаграм “ $\omega_1 - \bar{q}$ ” від величини попереднього нагріву для різних умов закріплення контуру

Для різних кінематичних граничних умов (рис. 5) отримано однаковий характер залежності величини власної частоти ω_1 від величини нагріву. Маємо, що перехід від жорсткого затиснення усього контуру оболонки

($\bar{b} = 0$, (рис. 5, а)) до 50% шарнірного опирання ($\bar{b} = 1/2$, (рис. 5, в)) за II варіантом зміни граничних умов практично не вплинув на діаграми “ $\omega_1 - \bar{q}$ ” при відповідних значеннях $T^\circ\text{C}$. Це, як і вище, можна пояснити реалізацією послаблення з жорстких кутів панелі.

Побудовані графіки (рис. 5) дозволяють знайти критичні навантаження за динамічним критерієм. Навантаження, що відповідають точці $\omega_1 = 0$ цього графіка, визначають шукане верхнє критичне навантаження $\tilde{q}_{кр}^e$. У табл. 1 проаналізовані величини критичних навантажень, що отримані за статичним розрахунком ($\bar{q}_{кр}^e$) і за графіком “ $\omega_1 - \bar{q}$ ” ($\tilde{q}_{кр}^e$). Отримано гарний збіг результатів розрахунку. На відміну від розрахунку кругової у плані панелі [13] уточнення величини $\bar{q}_{кр}^e$ не виявлено.

Таблиця 1

Критичне навантаження, що визначено за власними частотами коливань

\bar{b}	0	$1/2$ I в.	$1/2$ II в.	1	
$T = 0^\circ\text{C}$	$\tilde{q}_{кр}^e$	176,0	178,0	178,0	190,0
	$\bar{q}_{кр}^e$	176,4	179,5	178,8	191,5
	$\Delta, \%$	-0,23	-0,83	-0,07	-0,78
$T = 10^\circ\text{C}$	$\tilde{q}_{кр}^e$	264,	260,0	262,0	266,0
	$\bar{q}_{кр}^e$	263,4	259,0	260,9	266,9
	$\Delta, \%$	0,23	0,63	0,42	-0,34
$T = 20^\circ\text{C}$	$\tilde{q}_{кр}^e$	372,0	326,0	344,0	312,0
	$\bar{q}_{кр}^e$	370,7	325,8	344,1	311,9
	$\Delta, \%$	0,35	0,06	0,03	0,03
$T = 30^\circ\text{C}$	$\tilde{q}_{кр}^e$	498,0	384,0	454,0	340,0
	$\bar{q}_{кр}^e$	497,0	383,2	454,6	339,5
	$\Delta, \%$	0,20	0,18	-0,13	0,15

Залежність власної частоти ω_1 від величини нагріву для різних значень параметра граничних умов \bar{b} для ненавантаженої тиском панелі ($\bar{q} = 0$) приведена на рис. 6. У всіх випадках отримано майже лінійні залежності. Для ненагрітої панелі маємо збіг величини ω_1 відповідно при $\bar{b} = 0$ і $\bar{b} = 1/2$

(за II варіантом) та при $\bar{b}=1$ і $\bar{b}=1/2$ (за I варіантом). Різниця складає менше 1% (табл. 2).

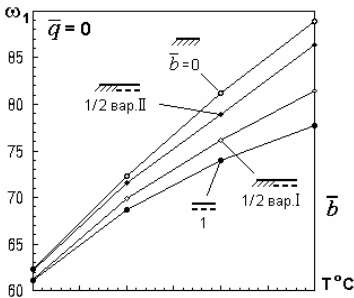


Рис. 6. Залежність власної частоти ω_1 від величини нагріву при $\bar{q} = 0$

В табл. 2–5 наведено чотири нижчі власні частоти коливань панелі для чотирьох варіантів нагріву оболонки при відсутності навантаження тиском ($\bar{q} = 0$). Графічно ці залежності зображені на рис. 6.

Для всіх випадків попереднього нагріву оболонки маємо незначний вплив варіантів зміни граничних умов на значення власних частот коливань ω_1 і ω_4 . З іншого боку для частот коливань ω_2 і ω_3 , що є відносно близькими за величиною,

цей вплив має місце.

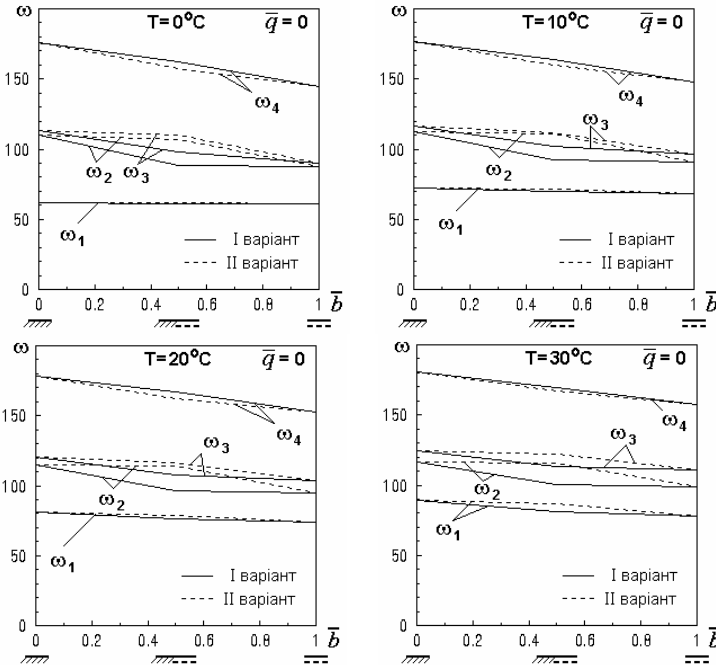






Рис. 7. Залежність чотирьох нижчих власних частот від зростання області шарнірного опирання для різних величин нагріву при $\bar{q} = 0$





Таблиця 2

Вплив зміни кінематичних граничних умов на нижчі власні частоти
ненагрітої оболонки

\bar{b}	$T = 0^{\circ}\text{C}, \bar{q} = 0$				
	$\omega_1, \text{Гц}$	$\Delta, \% (\bar{b}=0)$	$\omega_2, \text{Гц}$	$\omega_3, \text{Гц}$	$\omega_4, \text{Гц}$
 0	62,270	–	110,30	113,06	175,55
 1/2 I в.	61,229	-1,67	88,706	98,194	162,19
 1/2 II в.	62,230	-0,06	106,81	110,09	157,27
 1	61,163	-1,78	87,620	90,074	144,25

Таблиця 3

Вплив зміни кінематичних граничних умов на нижчі власні частоти
нагрітої на $T = 10^{\circ}\text{C}$ оболонки

\bar{b}	$T = 10^{\circ}\text{C}, \bar{q} = 0$				
	$\omega_1, \text{Гц}$	$\Delta, \% (\bar{b}=0)$	$\omega_2, \text{Гц}$	$\omega_3, \text{Гц}$	$\omega_4, \text{Гц}$
 0	72,298	–	112,40	116,56	176,72
 1/2 I в.	69,857	-3,38	92,589	102,42	164,19
 1/2 II в.	71,533	-1,06	111,05	111,92	159,43
 1	68,677	-5,01	91,210	96,194	147,77

Таблиця 4

Вплив зміни кінематичних граничних умов на нижчі власні частоти нагрітої на $T = 20^\circ\text{C}$ оболонки

\bar{b}	$T = 20^\circ\text{C}, \bar{q} = 0$				
	$\omega_1, \text{Гц}$	$\Delta, \% (\bar{b}=0)$	$\omega_2, \text{Гц}$	$\omega_3, \text{Гц}$	$\omega_4, \text{Гц}$
$\text{////} 0$	81,184	–	114,54	120,44	178,30
$\text{////} \text{---} 1/2 \text{ I в.}$	76,180	-6,16	96,434	107,29	166,75
$\text{////} \text{---} 1/2 \text{ II в.}$	78,925	-2,78	113,72	116,24	162,43
$\text{---} 1$	74,036	-8,80	94,889	103,43	152,28

Таблиця 5

Вплив зміни кінематичних граничних умов на нижчі власні частоти нагрітої на $T = 30^\circ\text{C}$ оболонки

\bar{b}	$T = 30^\circ\text{C}, \bar{q} = 0$				
	$\omega_1, \text{Гц}$	$\Delta, \% (\bar{b}=0)$	$\omega_2, \text{Гц}$	$\omega_3, \text{Гц}$	$\omega_4, \text{Гц}$
$\text{////} 0$	88,950	–	116,66	124,57	180,35
$\text{////} \text{---} 1/2 \text{ I в.}$	81,428	-8,46	100,79	113,02	169,59
$\text{////} \text{---} 1/2 \text{ II в.}$	86,427	-2,84	115,35	122,10	166,77
$\text{---} 1$	77,766	-12,57	98,536	111,10	157,78

Висновки

Досліджено вплив на стійкість і власні коливання навантаженої тиском пружної пологої квадратної у плані сферичної панелі різних способів комбінованого закріплення контуру та величин попереднього нагріву. Для вирішення поставленої проблеми застосовано комплексний

підхід, що поєднує метод розв'язування статичних задач геометрично нелінійного деформування та втрати стійкості пружних оболонок з методикою розрахунку тонких оболонок на власні коливання з урахуванням переднапруженого стану на кожному кроці термосилового навантаження.

Проведені дослідження дозволили виявити нелінійні закономірності втрати стійкості панелі від величини попереднього нагріву, параметра області комбінованого закріплення контуру та двох варіантів зміни граничних умов. Проаналізовано вплив зазначених величин на частоти власних коливань напруженої тонкої оболонки.

Отримані нові результати можуть бути використані при проектуванні елементів несучих оболонкових конструкцій.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей М.О.* Нелінійне деформування та стійкість пружних оболонок неоднорідної структури. – К.: ЗАТ «Віпол», 2010. – 316 с.
2. *Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей Н.А.* Нелинейное деформирование и устойчивость упругих оболочек неоднородной структуры: Модели, методы, алгоритмы, малоизученные и новые задачи. – М.: Книжный дом «ЛИБРИКОМ», 2013. – 336 с.
3. *Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей Н.А.* Влияние параметров комбинированного закрепления контура на потерю устойчивости пологих оболочек при термосиловых нагрузках // Труды Международной научно-практической конференции «Инженерные системы – 2012». Москва, 16–18 апреля 2012. – М.: РУДН, 2012. – С. 139-144.
4. *Soni S.R., Amba-Rao C.L.* Axisymmetric vibrations of annual plates of variable thickness // *J. Sound. And Vibration*, 1975. – Vol. 38, N 4. – Pp. 465-473.
5. *Кукуджанов С.Н.* О влиянии граничных условий на собственные колебания предварительно напряженных оболочек вращения, близких к цилиндрическим // *Известия РАН. Механика твердого тела*, 2003. – №6. – С. 126-137.
6. *Емельянец В.Э., Панова Л.Т., Асанова А.А.* Анализ собственных частот и форм колебаний прямоугольной пластины, защемленной по двум противоположным краям // *Вестник КРСУ. Техника*, 2009. – Том. 9, № 1. – С. 64-70.
7. *Чемеріс О.М.* Коливання круглих кільцевих пластин // *Вісник НТУУ «КПІ». Серія «Машинобудування»*, 2013. – № 3. – С. 98-105.
8. *Аганов В.П.* Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости пространственных тонкостенных подкрепленных конструкций. – Учебное пособие / М : Изд. АСВ, 2000. – 152 с.
9. *Баженов В.А., Кривенко О.П., Легостасв А.Д.* Стійкість і власні коливання неоднорідних оболонок з урахуванням напруженого стану // *Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн.* – К.: КНУБА, 2015. – Вип. 95.
10. *Воробьев Ю.С., Дьяконенко К.Ю., Кулишов С.Б., Скрицкий А.Н.* Влияние температурной неоднородности на колебания охлаждаемых монокристаллических лопаток газовых турбин // *Вестник двигателестроения*, 2009. – № 3. – С. 140-143.
11. *Карпов В.В., Сальников А.Ю.* Устойчивость и колебания пологих оболочек ступенчато-переменной толщины при конечных прогибах. / *СПбГАСУ. СПб.*: 2002. – 124 с.
12. *Киричок И.Ф.* Влияние начальных температурных напряжений на собственные колебания ортотропных цилиндрических оболочек // *Тепловые напряжения в элементах конструкций*, 1970. – Вып. 9. – С. 281-290.

13. *Кривенко О.П.* Вплив нагріву на стійкість і власні коливання сферичної панелі при зміні умов комбінованого закріплення контуру // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2015. – Вип. 97.
14. *Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей М.О.* Вплив попереднього нагріву на стійкість пологих квадратних у плані панелей при комбінованому закріпленні контуру // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2012. – Вип. 89. – С. 107-116.

REFERENCES

1. *Bazhenov V.A., Kryvenko O.P., Solovey M.O.* Nelineynye deformuvannya ta stiykist' pruzhnykh obolonok neodnorodnoy struktury. – K.: ZAT «Vipol», 2010. – 316 s.
2. *Bazhenov V.A., Krivenko O.P., Solovey N.A.* Nelineynoye deformirovaniye i ustoychivost upravlykh obolochek neodnorodnoy struktury: Modeli. metody. algoritmy. maloizuchennyye i novyye zadachi. – M.: Knizhnyy dom «LIBRIKOM», 2013. – 336 s.
3. *Bazhenov V.A., Krivenko O.P., Solovey N.A.* Vliyaniye parametrov kombinirovannogo zakrepleniya kontura na poteryu ustoychivosti pologikh obolochek pri termosilovykh nagruzkakh // Trudy Mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii «Inzhenernyye sistemy – 2012». Moskva. 16–18 aprelya 2012. – M.: RUDN. 2012. – S. 139-144.
4. *Soni S.R., Amba-Rao C.L.* Axisymmetric vibrations of annual plates of variable thickness // J. Sound. And Vivration, 1975. – Vol. 38, N 4. – Pp. 465-473.
5. *Kukudzhyanov S.N.* O vliyaniy granichnykh usloviy na sobstvennyye kolebaniya predvaritelno napryazhennykh obolochek vrascheniya, blizkikh k tsilindricheskim // Izvestiya RAN. Mehanika tverdogo tela, 2003. – N 6. – S. 126-137.
6. *Emelyants V.E., Panova L.T., Asanova A.A.* Analiz sobstvennykh chastot i form kolebaniy pryamougolnoy plastiny, zaschemlennoy po dvum protivopolozhnyim krayam // Vestnik KRSU. Tehnika, 2009. – Tom. 9, N 1. – S. 64-70.
7. *Chemeris O.M.* Kolivannya kruglykh kiltsevih plastin // Visnik NTUU «KPI». Seriya «Mashinobuduvannya», 2013. – N 3. – S. 98-105.
8. *Agapov V.P.* Metod konechnykh elementov v statike. dinamike i ustoychivosti prostranstvennykh tonkostennykh podkreplennykh konstruksiy. – Uchebnoye posobiye / M : Izd. ASV. 2000. – 152 s.
9. *Bazhenov V.A., Kryvenko O.P., Lehostayev A.D.* Stiykist' i vlasni kolyvannya neodnorodnykh obolonok z urakhuvannyam napruzhenoho stanu // Opir materialiv i teoriya sporud: nauk.-tekh. zbirn. – K.: KNUBA, 2015. – Vyp. 95.
10. *Vorobyev Yu.S., Diakonenko K.Yu., Kulishov S.B., Skritskiy A.N.* Vliyaniye temperaturnoy neodnorodnosti na kolebaniya okhlazhdayemykh monokristallicheskikh lopatok gazovykh turbin // Vestnik dvigatelestroyeniya. 2009. – № 3. – S. 140-143.
11. *Karpov V.V., Salnikov A.Yu.* Ustoychivost i kolebaniya pologikh obolochek stupenchato-peremennoy tolshchiny pri konechnykh progibakh. / SPbGASU. SPb.: 2002. – 124 s.
12. *Kirichok I.F.* Vliyaniye nachalnykh temperaturnykh napryazheniy na sobstvennyye kolebaniya ortotropnykh tsilindricheskikh obolochek // Teplovyye napryazheniya v elementakh konstruksiy. 1970. – Vyp. 9. – S. 281-290.
13. *Kryvenko O.P.* Vplyv nahrivu na stiykist' i vlasni kolyvannya sferychnoyi paneli pry zmini umov kombinovanoho zakriplennya konturu // Opir materialiv i teoriya sporud: nauk.-tekh. zbirn. – K.: KNUBA, 2015. – Vyp. 97.
14. *Bazhenov V.A., Kryvenko O.P., Solovey M.O.* Vplyv poperedn'oho nahrivu na stiykist' polohykh kvadratnykh u plani paneley pry kombinovanomu zakriplenni konturu // Opir materialiv i teoriya sporud: nauk.-tekh. zbirn. – K.: KNUBA, 2012. – Vyp. 89. – S. 107-116.

Кривенко О.П.

ВЛИЯНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАГРЕВА И УСЛОВИЙ КОМБИНИРОВАННОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ КОНТУРА НА УСТОЙЧИВОСТЬ И СОБСТВЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ ПОЛОГИХ ПАНЕЛЕЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ДАВЛЕНИЯ

Изучается влияние предварительного нагрева на потерю устойчивости и собственные колебания упругой полой квадратной в плане сферической панели при комбинированном закреплении контура: одна часть контура защемлена, другая – шарнирно опирается. Рассматривается последовательное изменение одного типа кинематических граничных условий на другой. Сравниваются два варианта частичной замены защемления контура панели на шарнирное опирание. На каждом шаге нагружения собственные частоты и формы колебаний панели определяются с учетом присутствия преднапряжения от действия статического термосилового нагружения.

Ключевые слова: упругая оболочка, нелинейное деформирование, устойчивость, собственная частота, собственная форма колебаний, термосиловая нагрузка, комбинированное закрепление контура.

Krivenko O.P.

THE EFFECT OF PRELIMINARY HEATING AND COMBINED FIXATION OF THE BOUNDARY ON THE STABILITY AND NATURAL VIBRATIONS OF PANELS UNDER ACTION OF PRESSURE

The work is devoted to usage a unified methodology for solving problems of nonlinear deformation, buckling and natural vibrations of shells subject to mechanical and thermal loads. The method of solving static problems of nonlinear deformation, buckling, and postbuckling behavior of thin elastic inhomogeneous shells is based on the geometrically nonlinear equations of the 3-d theory thermoelasticity and use is also made the moment finite-element scheme. A unified model basing on the universal spatial finite element with additional variable parameters has been created. The model describes geometrical features of structural elements of an inhomogeneous shell: casing of varying thickness, ribs, cover plates, cavities, channels, holes and sharp bends of the mid-surface. In problems of natural vibrations we take into account the presence of a pre-stressed state of the structure from the action of static forces at each step of thermomechanical loading. The thermomechanical loads significantly affect the spectrum of natural vibrations. Realization of this method allows determining the bifurcation point and the value of the critical force of buckling by dynamic criteria.

At the paper the effect of values pre-heating on the buckling and natural vibrations of the elastic shallow panel with the combined fixation of the boundary is investigated. The panel has one section of the boundary clamped and the other hinged. The sequential partial replacement of one kind of kinematical boundary conditions by another is considered. Two modes of a partial replacement on the panel's contour of the clamped boundary to the hinged boundary are compared. At every step of loading eigenfrequencies and eigenmodes of the panel are analyzed taking into account stress state which is generated by static action of pressure.

Key words: elastic shell, non-linear deformation, stability, eigenfrequency, eigenmode, thermo-mechanical load, combined fixation of the boundary.

УДК 539.3

Кривенко О.П. Вплив попереднього нагріву та зміни умов комбінованого закріплення контуру на стійкість і власні коливання пологих панелей при дії тиску / Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2016. – Вип. 97. – С. 107-120.

Вивчається вплив попереднього нагріву на втрату стійкості та власні коливання пружної пологої квадратної у плані сферичної панелі при різних варіантах комбінованого закріплення контуру.

Табл. 5. Іл. 7. Бібліогр. 14 назв.

Krivenko O.P. The Effect of Preliminary Heating and Combined Fixation of the Boundary on the Stability and Natural Vibrations of Panels under Action of Pressure / Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBS, 2016. – Issue 97. – P. 107-120. – Ukr.

The effect of values pre-heating on the buckling and natural vibrations of the elastic shallow panel with different variants of combined fixation of the boundary is investigated.

Tabl. 5, Fig. 7, Bibliograf. 14 ref.

Кривенко О.П. Влияние предварительного нагрева и условий комбинированного закрепления контура на устойчивость и собственные колебания пологих панелей при действии давления / Сопротивление материалов и теория сооружений: науч.-тех. сборн. – К.: КНУСА, 2016. – Вып. 97. – С. 107-120. – Укр.

Изучается влияние предварительного нагрева на потерю устойчивости и собственные колебания упругой пологой квадратной в плане сферической панели при разных вариантах комбинированного закрепления контура.

Табл. 5. Ил. 7. Библиогр. 14 назв.

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

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, КРИВЕНКО Ользі Петрівні.

Адреса домашня: 03035, Україна, м. Київ, вул. Кудряшова 7-б, кв. 145, КРИВЕНКО Ользі Петрівні

Роб. тел. +38(044) 245-48-29;

мобільний тел.: +38(066) 048-32-77.

E-mail – olakop@ukr.net

UDC 539.3

THE APPLICATION OF JET GROUTING TECHNOLOGY TO REDUCE GROUND DEFORMATION OF CONSTRUCTION THE METRO LINE IN HO CHI MINH CITY

Nguyen Anh Tuan¹,

Tran Duc Chinh²,

Nguyen Thanh Dat³

¹*MSc. Transportation Engineering Faculty, University of Transport HCMC, Viet Nam*

²*DSc, Prof. (Viet Nam), Academician of ABU Academy, Ukraine*

³*PhD. Civil Engineering Faculty, University of Transport HCMC, Viet Nam*

Abstract: Slump and subsidence of surface deformation are concerned mostly in the process of construction of the Metro, especially in a weak soil environment, which affects the existence of buildings on the ground. This article introduces the application of Jet Grouting technology to reduce deformation of the surface when the Metro tunnel is constructed in the geological condition of the area of Ho Chi Minh City. Jet Grouting is the mixture of soil and cement (Soilcrete) created by the method of drilling the high grout pressure. Using Jet Grouting to strengthen the ground around the tunnel is seen as an effective solution to reduce surface subsidence.

Keywords: Surface subsidence, drilling the high grout pressure, Jet Grouting, Soilcrete, Metro.

1. Introduction

The underground transportation system is one of the optimal solutions to use effectively urban land. However, transportation system has become overloaded with increasing vehicular traffic in Ho Chi Minh City today, so some Metro lines are proposed to solve these traffic problems. Metro line No. 1 (Ben Thanh - Suoi Tien) - one of these Metro lines, has a total length of 19.7 km, including 2.6 km underground across the city which is constructed using a Tunnel Boring Machine (TBM)). And the remarkable advantage when constructing the tunnel by TBM is not to affect traffic and building constructions on the ground. However, underground construction using the TBM may cause surface settlement around a construction site. This is a major influence on major buildings which have high historical significance and importance to the city. Therefore, the maximum surface settlement should be less than 10 mm. As a result, the Metro construction must have solutions to mitigate surface settlement for the buildings. High pressure grout technology (Jet Grouting) is proposed to minimize surface settlement when the metro goes beneath.

2. Content

2.1. Introductions

Jet Grouting is a soil improvement technique using high pressure air, water jet, or cement slurry to erode in-situ soil and mix in-place the soil with cement slurry to create soil cement columns (soilcrete) which has higher strength than that of the in-situ soil.

Jet Grouting can create soilcrete blocks to ensure the intensity with different shapes through factors such as the speed of rotation, the speed of lifting, the layout, the arrangement of the drilled holes, etc., to serve specific purposes. The most common shape of Jet Grouting is mortar-column format created by rotating and lifting during the grout. The other complex structure can be formed by matching the basic structures mentioned above. These constructions make the blocks of soilcrete applied in geotechnic engineering to solve many problems. However, this method requires rigorously about designing technique and engineering in construction, or if there is any the error, it will lead to not qualify for the quality of soilcrete.

2.2. Jet Grouting technology in dealing with soft ground

Jet Grouting technology has been widely used in the world. However, this is still a new technology and not yet widely used in Vietnam. Today, in our country, Jet Grouting technology is applied in the irrigation sector, which brings certain success. In addition, the Jet Grouting is also used successfully to strengthen the concrete base, make diaphragm wall.

Although, Jet Grouting technology has some significant advantages, widespread application, and has been applied successfully in some projects in Viet Nam, there are still some difficulties to apply this technology widely in Viet Nam. One of the reasons is that there is not any procedure to instruct specifically, especially in Transportation and Building Sector. The majority of the projects is concentrated in the irrigation sector. There are two industrial standards of the irrigation sector: 14BC 82-1995 and 14BC 1-2004DD to make instruction in the injection of cement. To apply the Jet Grouting technology in Transportation and Building Sector, we need more specific study of this technology in Vietnam such as process of Designing Technology. Guidelines, construction, acceptance of work and so on.

- Construction of Jet Grouting

Construction process includes the following basic steps:

- + Step 1: Drilling hole must be drilled deeper than the design of Jet Grouting, a diameter of about 100-150 mm.
- + Step 2: Inserting the spray head down to the bottom of the hole
- + Step 3: Proceeding to grouting through nozzles with very great pressure, in order to expand the diameter holes drilled based on erosion. We start to grout either rotate or draw out the jackrod according to the rotation speed, the

speed of withdrawal pressure and flow pumps set before. This process includes the replacement and the mixture of the soil around the stucco sprayer.

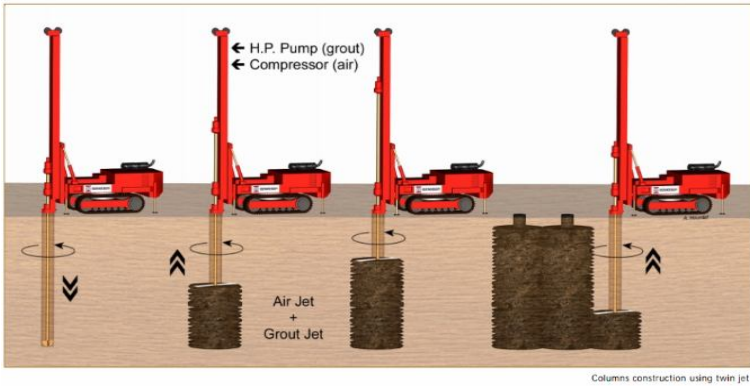


Fig. 1. The steps of the Jet Grouting construction

2.3. The application of Jet Grouting technology to reduce subsidence of surface deformation when constructing the metro tunnel in Ho Chi Minh City

2.3.1. Introduction of the Metro project No.1

Metro Line 1 (Ben Thanh – Suoi Tien) has the total length of 19.7 km including 17.1 km above surface and 2.6 km underground, passed through five Ho Chi Minh's districts: District 1, Binh Thanh District, District 2, District 9 and Thu Duc (in which there is a segment of Hanoi highway passing through Binh Duong Province).

Specifications and equipment of TBM tunnel

- Calculate on Km0 + 900 on the Metro line 1 (Ben Thanh - Suoi Tien).
- Drill U150 hole.
- Two vaults upper and below the bottom: the upper beam bottom is 16.444 m, the below beam bottom is 28.324 m.

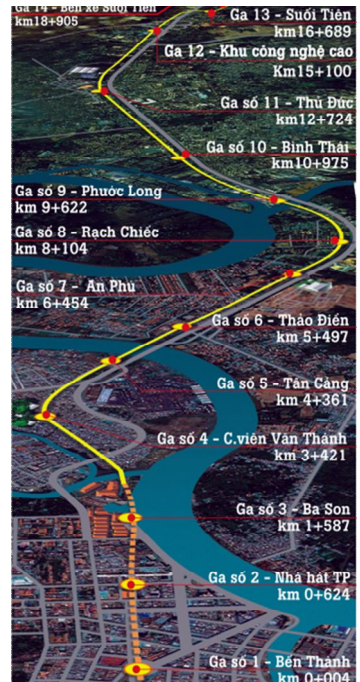


Fig. 2. Average map along Metro No. 1

- Tunnel cross-section: circular tunnel has a diameter of $D = 6.65$ m, thickness $d = 0.3$ m.

Table 1

Data of tunnel range and digging machine TBM of the Metro line 1 (the 2010 design document, QLDS-DT committee)

Components	Unit	Value
Inside Diameter	m	6.05
Outside diameter	m	6.65
The number of tunnel	Tunnel	2
Diameter of the TBM	m	6.79
Length of the TBM	m	7.8

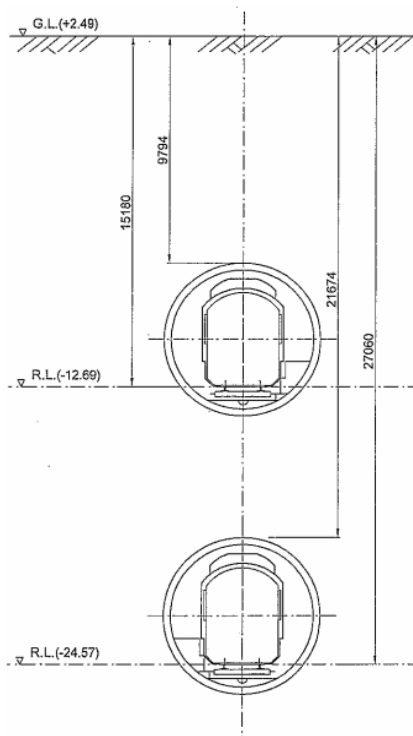


Fig. 3. Cross-section tunnel at Km0 + 900

Table 2

The table of soil general parameters Km0 + 900 (U150 drilled hole)

	Unit	Filled-up soil	Class 1: Soft Clayey Silt	Class 2: Silty Fine Sand Layer 1	Class 3: Sand Layer 2	Class 4: Sand Layer 3	Class 5: Hard Clayey Silt	Class 6: Dense Sand
Soil thickness	m	0.93	2.17	9.2	6.7	13.5	16.3	1.65
Natural Density γ	kN/m ³	19	17.5	19.5	20	19	21	20.5
Saturated Density γ_{sat}	kN/m ³	20.3	19.72	20.6	20.3	20.1	21.1	20.8
Young modulus E_{ref}	kN/m ²	5000	5000	15000	40000	55000	180000	95000
Poison ratio ν		0.35	0.35	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Cohesion c	kN/m ²	12	12	0	0	0	300	0
Friction angle ϕ	degree	0	0	26	31	33	0	36
Dilation angle ψ	degree	0	0	0	0	0	0	0
Horizontal permeability K_x	m/day	1.728e-2	4.32e-3	3.024e-2	1.728e-2	1.296e-2	1.296e-3	6.48e-3
Vertical permeability K_y	m/day	1.728e-2	4.32e-3	3.024e-2	1.728e-2	1.296e-2	1.296e-3	6.48e-3

2.3.2. Jet Grouting applications in dealing with soft soil when constructing the tunnel on Metro line 1

Building constructions on the ground where the metro tunnel goes through should be required that the maximum settlement of structure should be the allowable limit (maximum = 10 mm). The author proposes to limit the settlement by using Jet Grouting. The alternative using mortar injection is proposed to use the frame surrounding the 2 – concentricity tunnel.

2.3.3. The analysis of deformation of soils around the tunnel before and after treated by Jet Grouting method

In this analysis, surface settlement is analyzed in the following cases:

- + Without Jet Grouting.
- + After processing by Jet Grouting methods.

Applying Finite Element Method is the major approach to calculate the surface subsidence.

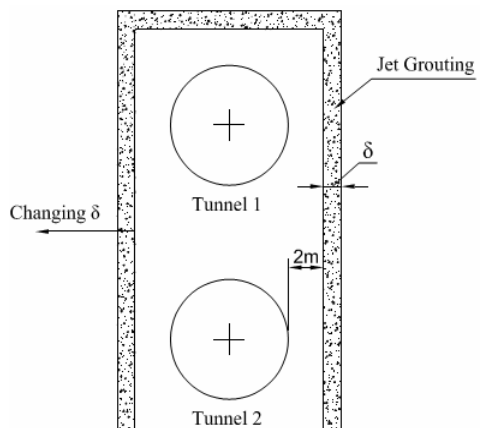


Fig. 4. Alternative using mortar of Jet Grouting at Km0 + 900 on the Metro

2.3.3.1. Calculating the surface subsidence without Jet Grouting:

The Plaxis 2D software is used to modelize the analysis the surface settlement varying with the characteristics of soilcrete based on volume V_L . The input parameters are introduced in the section “**Jet Grouting applications in dealing with soft soil when constructing the tunnel on Metro line 1**”. With the chosen model calculated according to Mohr-Coulomb model, for drainage problems (Drain), with mostly core material of sand, soil layers, without considering types of load effects on the surface.

Soil settlement value depends on the value V_L depending on each type of land values which can be changed in the range from 0.3% to 5.0%. Results of calculation of the soil settlement below are corresponding to the change in the value V_L from 0.5%-3.0%. The value V_L for sand soil in the case that the construction methods are guaranteed for good quality insurance and have no trouble to alter the volume loss so the value V_L is in the range 0.3%-0.8%. However, to calculate for catastrophic failures, as well as forcing to replace the blade in the training process, the value V_L is taken to 3.0% to research. Soil settlement value results are shown in table 4.

Table 3

Parameters of Jet Grouting used for computational models

	Unit	Value
Thickness δ	m	Changed
Unsaturated Density γ_{unsat}	KN/m ³	20
Saturated Density γ_{sat}	KN/m ³	22
Young modulus E_{Ref}	KN/m ²	Change
Possions ratio ν		0.2
Cohesion c	KN/m ²	100
The friction angle ϕ	speed	30
Dilation angle ψ	speed	0
Horizontal permeability K_x	m/day	0.5
Vertical permeability K_y	m/day	0.5

Table 4

Soil settlement value changes depending on the % of value V_L

V_L (%)	S (mm)	
	Surface	S_{max}
0.5	7.42	14.31
1.0	22.41	36.12
1.5	39.82	58.92
2.0	57.39	82.80
2.5	77.27	108.68
3.0	99.46	134.69

From the results of calculating soil settlement value by Finite Element Method by using the Plaxis 2D software v8.5, the calculation results are aggregated from the input data of geology and tunnel shell structure shows that the biggest soil settlement is not in the surface while it is located in the shell structure around the tunnel. Figure 5 and figure 6 demonstrate the distribution of subsidence of surface deformation around the background surrounding the tunnel construction when constructing the tunnels above and below of the Metro No. 1 line in the case that the value V_L is 1.5% and V_L is 3.0%.

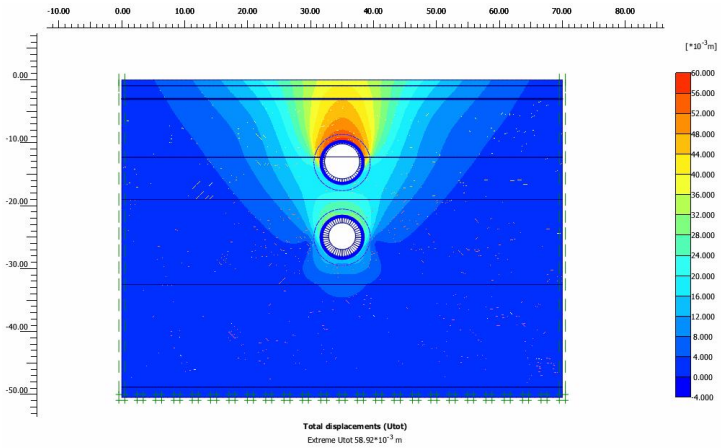


Fig. 5. The distribution of subsidence of surface deformation around the tunnel ($V_L = 1.5\%$)

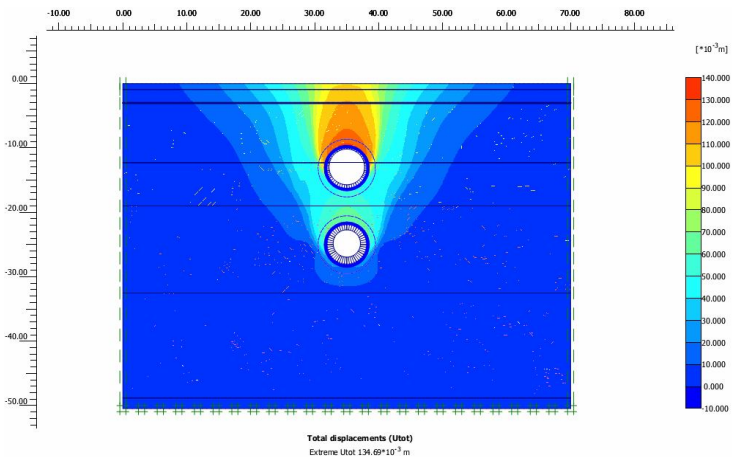


Fig. 6. The distribution of subsidence of surface deformation around the tunnel ($V_L = 3.0\%$)

2.3.3.2. Calculating the settlement of surface deformation after processing by Jet Grouting method:

The use of Plaxis 2D v8.5 is the main method to analyse and calculate the surface deformation when the involvement of the stucco texture format rectangular frame surrounding the 2 tunnels.

The parameters for calculating:

- + The change of thickness δ : 0.5 m, 1 m, 1.5 m, 2 m, 2.5 m and 3 m.
- + The change of Young modulus E: 50MPa, 100MPa, 500MPa, 1000MPa, 2000MPa, 3000MPa, 4000MPa.
- + Distance from outer edge to inwall preserved is 2 m.

The depth of 2 tunnels in turn is 16.444 m for the upper tunnel and 28.324 m for the lower tunnel. Geology in 2 tunnels is mainly sand of the third, fourth, fifth class of soil in the drill hole U150 (2010 design document, QLDS-DT Committee). Because of the fact that the construction of two tunnels in the geology is mostly sand soil, the value V_L is got about 0.3% to 0.8%. In this section, the value $V_L = 0.5\%$ is used for all calculations.

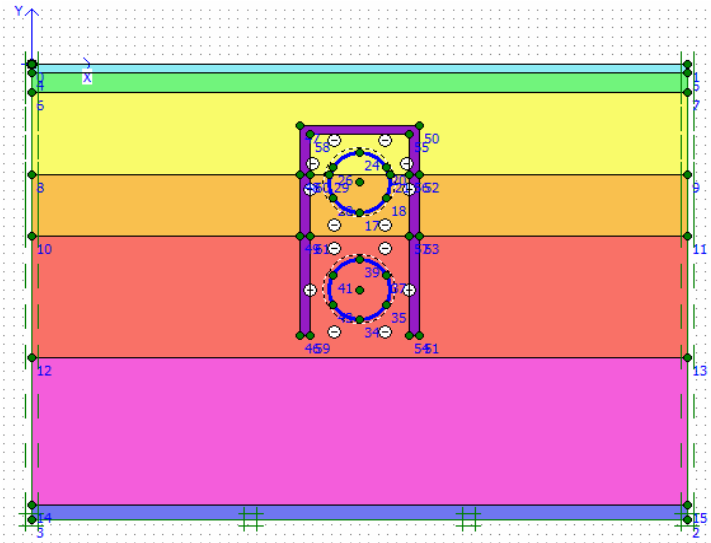


Fig. 7. Computational models using Plaxis 2D

- Calculation results with E-S relations, fixed δ :

With the value $\delta = 1.0$ m (mortar sprayed piles are commonly used) and the change of Elastic Young modulus values about 50MPa, 500MPa, 1000MPa, 2000MPa, 3000MPa, 4000MPa, it is to survey the efficiency of limiting subsidence of surface deformation.

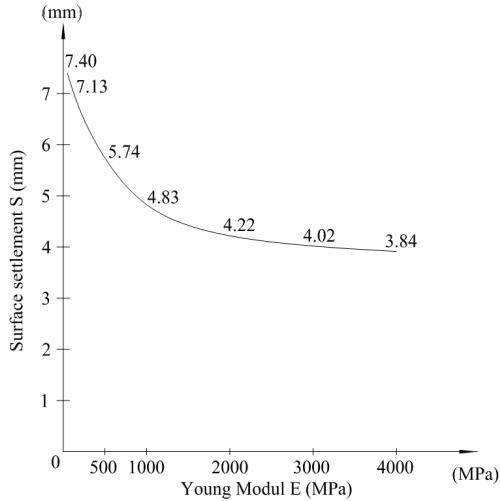


Fig. 8. The relation between Modular E and subsidence of surface deformation with $\delta = 1.0$ m

- Calculation results with δ - S, fixed E:

Fixing the value of Elastic Young modulus $E = 500$ MPa (this is normally the value of module used in cases the land is sand soil), changing the wall thickness of injection mortar δ about 0.5 m, 1.0 m, 1.5 m, 2.0 m, 2.5 m, 3.0 m), it is to survey the relationship between the thickness of the wall plaster spray with limiting the degree of set effectively.

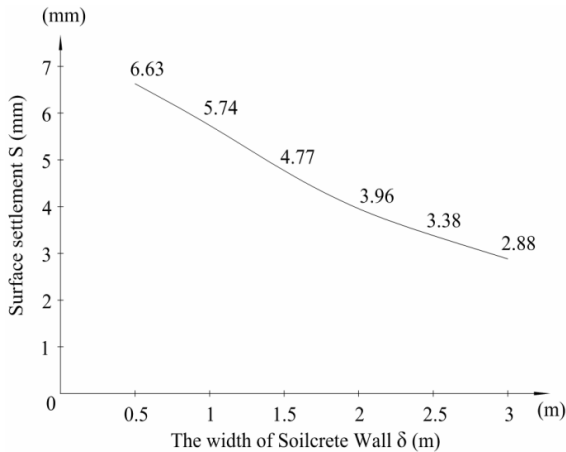


Fig. 9. Relation of thickness of wall plaster spray and subsidence of surface deformation with $E = 500$ MPa

- Calculation results with $\delta - S - E$ for subsidence of surface deformation:

In this content, the value of E is changed in the range from 50 MPa to 1000 MPa, the subsidence of surface deformation is plummeted strongest. The result is represented by the curves on the graph below.

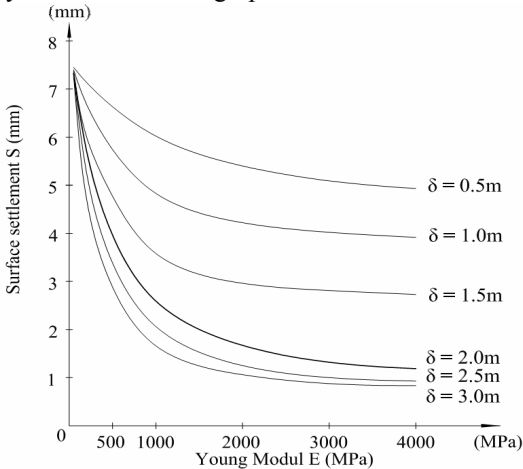


Fig. 10. Relationship among E- δ -S in the surface corresponding to E changed from 50 MPa to 4000MPa

2.3.4. Observations

The higher the value of volume loss V_L is, the more subsidence of surface deformation is increased (table 4), which leads to affect the existing buildings above. Therefore, to overcome the limitation when using shielded methods TBM, it should be considered the use of Jet Grouting method to reduce surface subsidence.

Surface subsidence depends on two factors: the strength of the mortar spray E and the structural geometry of the wall.

When the injection mortar intensity E is increased highly and gained maximum efficiency from 50 MPa to 1000 MPa, the subsidence is falling from 7.40 mm down 4.83 mm (figure 8).

When the injection mortar intensity E is increased from 1000 MPa to 4000 MPa, the subsidence is felt from 4.83 mm down 3.84 mm (figure 8).

When the fixed intensity $E = 500$ MPa, the surface subsidence is decreased. When increasing the thickness of the wall on average each 0.5 m up, it will reduce the subsidence about 0.75 mm (figure 9).

Thus, the effect of strong subsidence reduction when increasing the injection mortar intensity E from 50 MPa to 1000 MPa and when increasing

insignificantly the injection mortar strength E up from 1000MPa to 4000 MPa (figure 10), while to produce a mixture of great intensity spray mortar, it becomes difficult and the price will be rising. Therefore, the scope of the study should be only considered E from 100MPa to 1000 MPa.

3. Conclusions and recommendations

3.1. The conclusion

In accordance with geological drilling hole with the U-150 at Km0 + 900 on the Metro line 1 (Ben Thanh – Suoi Tien), surface subsidence when constructing the tunnel in the two cases is that there is with Jet grouting and without Jet grouting calculated by finite element method using the Plaxis 2D v.8.5 software as follows:

(1) In the case without Jet Grouting method, this is a rather large result compared with maximum surface subsidence allowed (> 10 mm) with $V_L = 1.5\%$, then $S = 39.82$ mm and $V_L = 3\%$ then $S = 99.46$ mm (table 3)..

(2) In the case of Jet Grouting.

By changing the value of Elastic Young modulus E in the range [50.4000] MPa and thickness of a soilcrete wall δ between [0.5, 3.0] m, calculating the value of surface settlement.

Through the result of research and from the diagrams demonstrating the relationship between the values (surface subsidence S , Young modulus E and thickness δ), it is drawn:

- Price value $V_L = 0.5\%$ is the value which is retrieved as references of experience, in case geology in the area of research is sand and increasing surface settlement depends on the increasing of the V_L .

- When applying the method of Jet Grouting, an intense mortar spraying and thickness of the mortar spray structure are 2 main factors affecting quality of concrete pile and effectively reducing surface subsidence.

- The injection mortar construction affects strongly to the surface subsidence when Young modulus E of the injection mortar is about [50,1000] Mpa. The injection mortar construction affects less when $E > 1000$ MPa (figure 10). Therefore, with the geology of Ho Chi Minh City, $E \leq 1000$ MPa is combined with appropriate thickness, will reduce the level of surface subsidence essentially to ensure design requirements.

3.2. Recommendations

From the results of research at Km0 + 900 of the metro line 1 to Ben Thanh - Suoi Tien, proposal of using Jet Grouting methods to reduce surface subsidence when the tunnel metro is constructed on the particular area and in Ho Chi Minh City in general to make sure the surface settlement smaller than 10mm according to requirements is recommended with the specifications of mortar as followed:

- Ensure construction techniques in the process of Jet Grouting so that the value of Elastic Young modulus value of mortar injection reaches the intensity from 50MPa to 1000Mpa.

- Getting the diameter of mortar injection props can be constructed favorably in case of sand soil of Ho Chi Minh. The value of thickness of mortar injection wall should be about from 1m to 2m.

- After considering the value of Young modulus E and the thickness δ above, it begins to make a field investigation of Jet Grouting with a changed ratio of water and cement, the component of admixture added into the mortar injection, adjusting the pressure of mortar injection and the speed of drawing out the arm, ... After that, it could chose the appropriate components to make the mortar injection, which is suitable for the requirements of design drawing and the application for the project.

REFERENCES

- [1] Management of urban rail (2010), *The document of Designing*.
- [2] Nguyen Tang Thanh Binh, Tran Nguyen Hoang Hung (2013), *Applying grouting to reinforce the Metro line No.1 in Ho Chi Minh city*.
- [3] Nguyen Tran Hoang Hung (2012), *Application of the technology of high pressure grout (Jet Grouting) in Vietnam and development of the Jet Grouting construction equipment*.
- [4] P. P. Xanthakos (1994), *Ground Control and Improvement*.
- [5] R. Essler and H. Yoshida, (2004), *Jet Grouting, Ground Improvement* 2nd Edition By M. P. Moseley and K. Kirsch, Chapter 5, Spon Press: 160-196.
- [6] R. F. Y. Choi (2005), *Review of the jet Grouting Method*.
- [7] Soletanche Bachy (2002), *Expert Solutions in Jet Grouting*.

Nguyen Anh Tuan, Tran Duc Chinh, Nguyen Thanh Dat

THE APPLICATION OF JET GROUTING TECHNOLOGY TO REDUCE GROUND DEFORMATION OF CONSTRUCTION THE METRO LINE IN HO CHI MINH CITY

Slump and subsidence of surface deformation are concerned mostly in the process of construction of the Metro, especially in a weak soil environment, which affects the existence of buildings on the ground. This article introduces the application of Jet Grouting technology to reduce deformation of the surface when the Metro tunnel is constructed in the geological condition of the area of Ho Chi Minh City. Jet Grouting is the mixture of soil and cement (Soilcrete) created by the method of drilling the high grout pressure. The analysis of deformation of soils around the tunnel before and after treated by Jet Grouting method was performed. For the surface subsidence calculation the Finite Element Method was applied. The well known in geotechnical engineering finite element program Plaxis 2D was used for modeling and 2D analysis of the surface settlement varying with the characteristics of soilcrete. It was observed that The higher the value of volume loss is, the more subsidence of surface deformation is increased which leads to affect the existing buildings above tunnel. Therefore, to overcome the limitation when using shielded methods it should be considered the use of Jet Grouting method to reduce surface subsidence. It was marked that surface subsidence depends on two factors: the strength of the mortar spray and the structural geometry of the wall. When the injection mortar intensity is increased highly and gained maximum

efficiency from 50 MPa to 1000 MPa, the subsidence is reducing by 35 percent. When the injection mortar intensity is increased from 1000 MPa to 4000 MPa, the reducing of subsidence reach value of 48 percent. So when applying the method of Jet Grouting, an intense mortar spraying and thickness of the mortar spray structure are two main factors affecting quality of concrete pile and effectively reducing surface subsidence. On the results of research some recommendations was developed which concern setting up the mortar injection suitable for the requirements of design drawing and the application for the project.

Keywords: Surface subsidence, drilling the high grout pressure, Jet Grouting, Soilcrete, Metro.

Нгуєн Ань Туан, Тран Дик Чинь, Нгуєн Тан Дат

ЗАСТОСУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ СТРУМЕНЕВОГО РОЗЧИНЕННЯ ДЛЯ ЗНИЖЕННЯ ДЕФОРМАЦІЇ ҐРУНТІВ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ЛІНІЇ МЕТРО В МІСТІ ХОШИМІН

Деформації ґрунтів враховуються в основному в процесі будівництва метро, особливо в умовах слабкого ґрунтового середовища, що впливає на існування будівель на поверхні землі. Ця стаття представляє застосування технології струменевого розчинення (Jet Grouting) для зменшення деформацій на поверхні землі при будівництві тунелю метро в геологічних умовах області Хошимін. Застосування технології струменевого розчинення в процесі буріння високого тиску утворює суміш ґрунту та цементу (Soilcrete). Використання Jet Grouting для зміцнення ґрунту навколо тунелю розглядається як ефективне рішення для зменшення осідання поверхні землі.

Ключові слова: поверхневі осідання, буріння високого тиску, струменеве розчинення, ґрунтово-цементна суміш, метро.

Нгуєн Ань Туан, Тран Дык Чинь, Нгуєн Тан Дат

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ СТРУЙНОЙ РАСТВОРЕНИЯ ДЛЯ СНИЖЕНИЯ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЛИНИИ МЕТРО В ГОРОДЕ ХОШИМИН

Деформации ґрунтов учитываются в основном в процессе строительства метро, особенно в условиях слабого почвенной среды, влияющим на существование зданий на поверхности земли. Эта статья представляет применение технологии струйной растворения (Jet Grouting) для уменьшения деформаций на поверхности земли при строительстве туннеля метро в геологических условиях области Хошимин. Применение технологии струйной растворения в процессе бурения высокого давления образует смесь почвы и цемента (Soilcrete). Использование Jet Grouting для укрепления почвы вокруг туннеля рассматривается как эффективное решение для уменьшения осадки поверхности земли.

Ключевые слова: поверхностная осадка, бурение высокого давления, струйное растворение, ґрунтово-цементная смесь, метро.

УДК 539.3

Nguyen Anh Tuan, Tran Duc Chinh, Nguyen Thanh Dat. Застосування технології струменевого розчинення для зниження деформації ґрунтів при будівництві лінії метро в місті Хошимін // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 121 – 134.

Застосування технології струменевого розчинення (Jet Grouting) для зміцнення ґрунтів навколо тунелю розглядається як ефективне рішення для зменшення деформацій на поверхні землі при будівництві тунелю метро в геологічних умовах міста Хошимін.

Табл. 4. Іл. 10. Бібліогр. 7 назв.

UDC 539.3

Nguyen Anh Tuan, Tran Duc Chinh, Nguyen Thanh Dat. The application of Jet Grouting technology to reduce ground deformation of construction the metro line in Ho Chi Minh City // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue. 97. – P. 121 – 134.

The application of Jet Grouting technology to strengthen the soil around the tunnel is considered as an effective solution to reduce deformations on the surface of the earth during the construction of the metro tunnel in the geological conditions of Ho Chi Minh City.

Table 4. Fig. 10. Ref. 7.

УДК 539.3

Nguyen Anh Tuan, Tran Duc Chinh, Nguyen Thanh Dat. Применение технологии струйной растворения для снижения деформации грунтов при строительстве линии метро в городе Хошимин // Сопrotивление материалов и теория сооружений. - 2016. - Вып. 97. - С. 121 - 134.

Применение технологии струйной растворения (Jet Grouting) для укрепления грунтов вокруг тоннеля рассматривается как эффективное решение для уменьшения деформаций на поверхности земли при строительстве тоннеля метро в геологических условиях города Хошимин.

Табл. 4. Ил. 10. Библиогр. 7 назв.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): *магістр наук факультету транспортного будівництва університету транспорту міста Хо Ши Мін, В'єтнам (MSc. Transportation Engineering Faculty, University of Transport HCMC, Viet Nam) Nguyen Anh Tuan*
Адреса: *02 D3 Street, Ward 25, Binh Thanh District, Ho Chi Minh City, Vietnam.*

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): *доктор наук, професор факультету цивільного будівництва університету транспорту міста Хо Ши Мін, В'єтнам (Faculty of Civil Engineering, Ho Chi Minh city University of Transport) Tran Duc Chinh*
Адреса: *02 D3 Street, Ward 25, Binh Thanh District, Ho Chi Minh City, Vietnam.*
e-mail: *td_chinh@hcmutrans.edu.vn, <http://www.hcmutrans.edu.vn>*

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): *доктор філософії факультету транспортного будівництва університету транспорту міста Хо Ши Мін, В'єтнам (Ph.D Transportation Engineering Faculty, University of Transport HCMC, Viet Nam) Nguyen Thanh Dat*
Адреса: *02 D3 Street, Ward 25, Binh Thanh District, Ho Chi Minh City, Vietnam.*

УДК 539.3

КОЛИВАННЯ МОРСЬКОЇ БУРОВОЇ ПЛАТФОРМИ ПРИ СЕЙСМІЧНОМУ ЗБУРЕННІ ОСНОВИ

Ю.В. Ворона¹,
канд. техн. наук

В.І. Щербій¹

¹*Київський національний університет будівництва і архітектури,
Повітрофлотський проспект., 31, м. Київ. 03680*

Досліджується реакція морської бурової платформи на сейсмічне збурення основи. Порівнюються результати, отримані за прямим динамічним методом з використанням синтезованих акселерограм та за допомогою лінійно-спектральної теорії.

Ключові слова: морська бурова платформа, синтезовані акселерограми, сейсмічне збурення основи.

1. Вступ

Розташування родовищ нафти й газу на значній глибині в шельфі Чорного та Азовського морів висуває підвищені вимоги до конструктивних рішень гідротехнічних споруд, зокрема, стаціонарних бурових платформ, що використовуються як для розвідувальних робіт, так і для видобутку. Водночас постають питання, пов'язані із забезпеченням надійної експлуатації споруди в зонах високої сейсмічності протягом досить довгого проміжку часу. Відповідальні споруди, до яких відносять морські бурові платформи (МБП), мають бути розраховані на максимальний розрахунковий землетрус [1], причому необхідно провести перевірку сейсмостійкості як за лінійно-спектральним методом, так і за прямим динамічним методом, використовуючи розрахункові акселерограми.

Нижче наведені результати застосування такого багатоваріантного підходу до розрахунку бурової платформи.

2. Опис платформи

Досліджувана морська стаціонарна платформа являє собою просторову металеву конструкцію (рис. 1, а), виконану з металевих прокатних труб наступних діаметрів: 1420 мм, 1200 мм, 630 мм, 600 мм та 530 мм.

З'єднання труб в платформі здійснене зварюванням та на болтах. Всі вузли в розрахунках вважаються жорсткими.

Основні геометричні характеристики МБП:

- висота до верхівки вежі – 132 м;

- довжина – 55 м;
- ширина платформи – 48 м.

Розрахунки були проведені за допомогою методу скінченних елементів, реалізованому в програмному комплексі Lira [2]. Розрахункова дискретна модель складається з 862 вузлів та 2349 стержневих елементів (рис. 1, б).

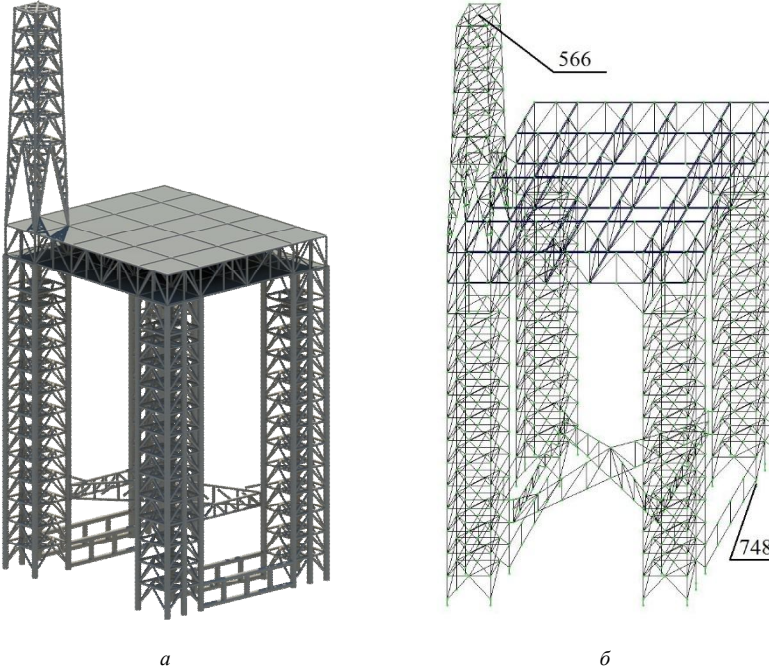


Рис. 1. Морська бурова платформа: а – загальний вигляд; б – скінченноелементна модель

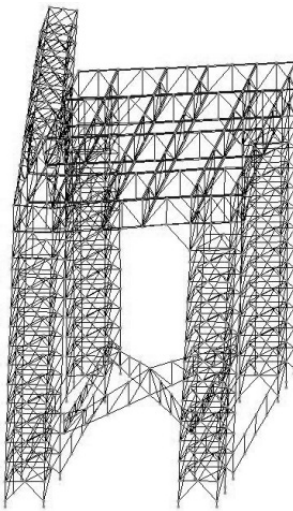
3. Модальний аналіз моделі МБП

Значна кількість динамічних розрахунків, у тому числі й дослідження сейсмічної реакції, базується на даних модального аналізу. Такі дані дають уявлення про внутрішні динамічні властивості досліджуваної споруди і, дозволяють прогнозувати, яким чином споруда буде реагувати на певні види навантаження. В таблиці 1 наведені частоти ω_i та модальні маси G_i , які відповідають власним формам, що дають найбільший внесок у сейсмічну реакцію платформи.

Таблиця 1

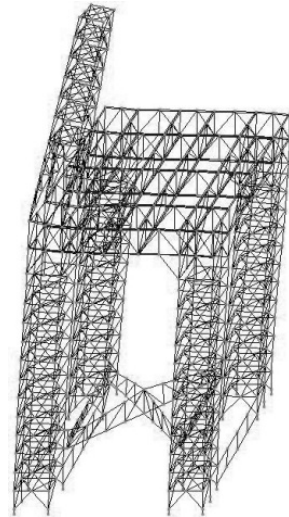
№ форми	Частота		Період (с)	Мод. маса (%)	Сума мод. мас (%)
	Колова (рад/с)	Технічна (Гц)			
1	5.497	0.875	1.143	14.889	14.889
2	5.686	0.905	1.105	29.716	44.605
3	8.014	1.276	0.784	12.735	57.340
4	10.094	1.606	0.622	8.086	65.426
5	11.285	1.796	0.557	2.433	67.859
6	18.538	2.950	0.339	0.039	67.899
7	19.453	3.096	0.323	5.990	73.888
8	19.576	3.116	0.321	0.446	74.334
9	20.469	3.258	0.307	0.008	74.342
10	20.929	3.331	0.300	0.045	74.386

Як бачимо, найбільший внесок в сейсмічну реакцію дають перші чотири власні форми. Їх зображення наведені на рис. 2-5.

**Форма 1**

$T=1.143$ с, $\omega=5.497$ рад/с, $G=14.889$ %

Рис. 2

**Форма 2**

$T=1.105$ с, $\omega=5.686$ рад/с, $G=29.716$ %

Рис. 3

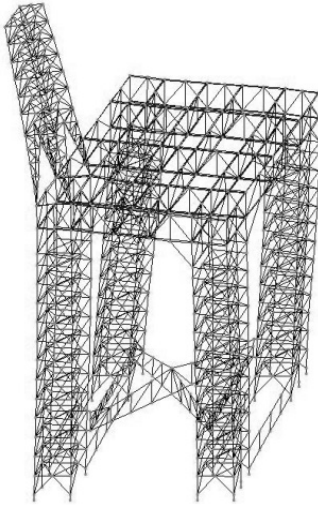
**Форма 3**
 $T=0.784 \text{ с}, \omega=8.014 \text{ рад/с}, G=12.735 \%$

Рис. 4

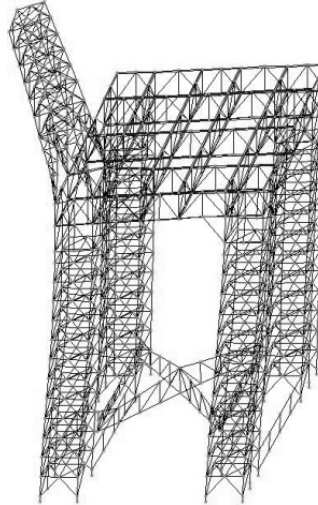
**Форма 4**
 $T=0.622 \text{ с}, \omega=10.094 \text{ рад/с}, G=8.086 \%$

Рис. 5

Якщо спробувати коротко охарактеризувати форми коливань, то необхідно відмітити, що перша форма аналогічна деформуванню консольного стержня, який згинається в площині найменшої жорсткості, друга форма аналогічна першій, але при деформуванні в площині найбільшої жорсткості; починаючи з третьої форми, характер деформування стає більш складним і містить закручення всієї конструкції.

4. Результати динамічного розрахунку

Оскільки найвагоміший внесок у сейсмічну реакцію дає друга форма ($G_2=29.617\%$) з періодом власних коливань $1,105 \text{ с}$, то згідно із таблицею 6.10 ДБН В.1.1-12:2014 [1] були виконані дослідження реакції споруди на дію акселерограм Vb6r, Vb7r та Vb8r.

Були проведені розрахунки на дію 9-бального землетрусу як за прямим динамічним, так і за лінійно-спектральним методом. Результати розрахунків за прямим динамічним методом у вигляді графіків залежності від часу переміщення середньої точки верхівки щогли (вузол 566) та зусиль (поздовжньої і поперечної сил та згинального моменту) в найбільш напруженому стержні, розташованому в опорній зоні платформи (елемент 748; його розташування показане на рис. 1,б) наведені нижче на рисунках 6 – 14. Зауважимо, що при розрахунку за

прямим динамічним методом, до вузлів, розташованих нижче рівня води, були статично прикладені сили величиною $0.12 m$, які моделювали опір середовища.

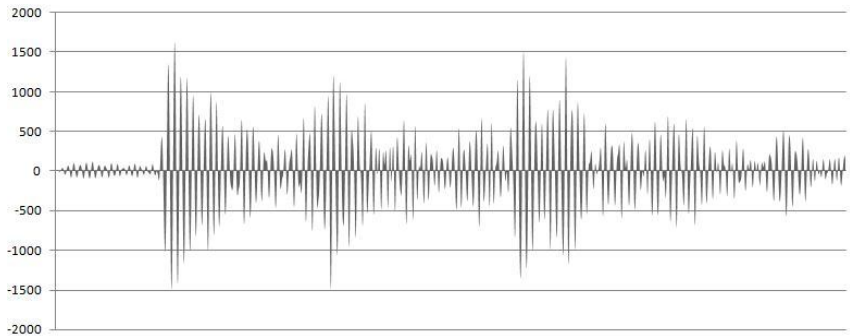


Рис. 6. Переміщення 566 вузла моделі вздовж осі X від дії акселерограми $Vb6r$

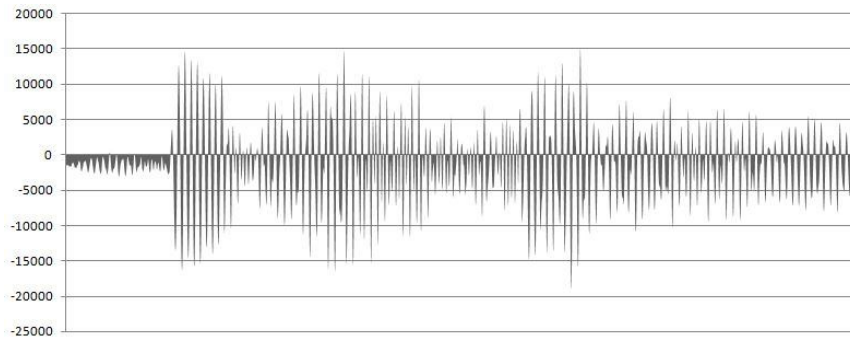


Рис. 7. Поздовжня сила N в 748 стержні від дії акселерограми $Vb6r$

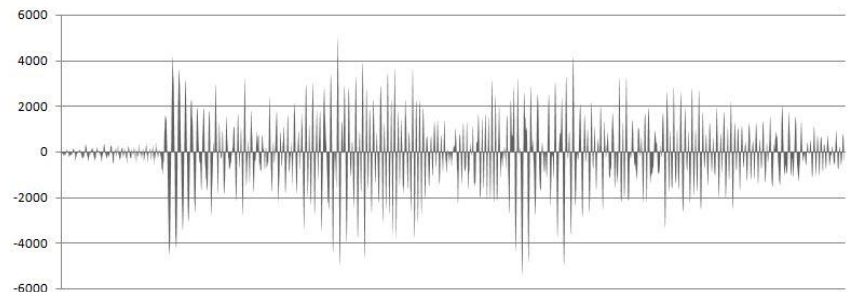


Рис. 8. Згинальний момент M в 748 стержні від дії акселерограми $Vb6r$

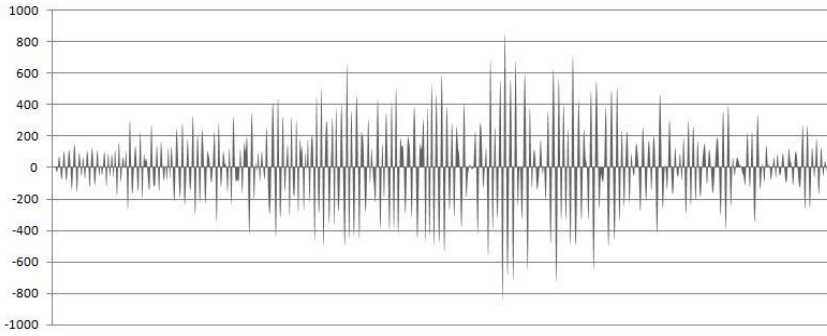


Рис. 9. Переміщення 566 вузла системи вздовж осі X (акселерограма $Vb7r$)

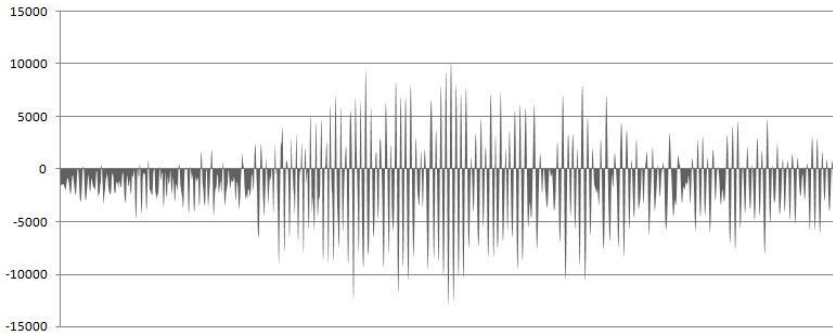


Рис. 10. Поздовжня сила N в 748 стержні від дії $Vb7r$

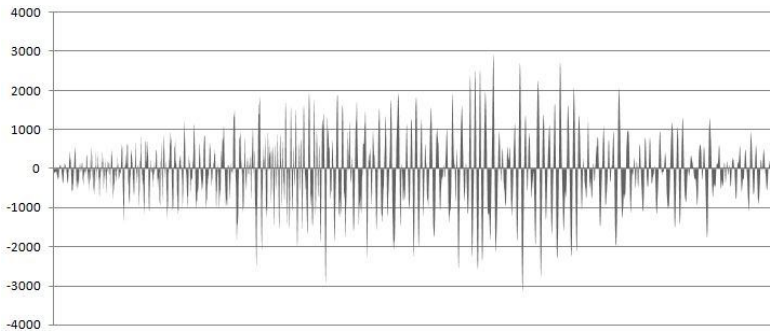


Рис. 11. Згинальний момент M 748-у елементі моделі (акселерограма $Vb8r$)

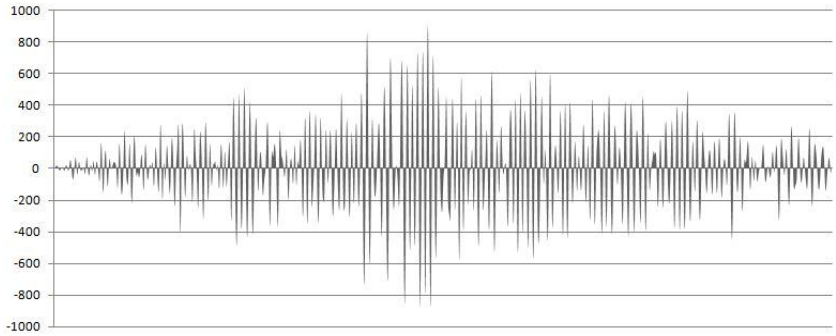


Рис. 12. Переміщення 566 точки системи по осі X від (акселерограма і Vb8r)

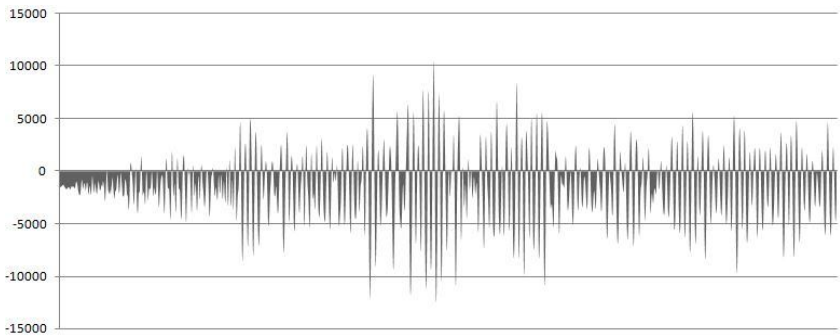


Рис. 13. Поздовжня сила N в 748-у елементі моделі (акселерограма Vb8r)

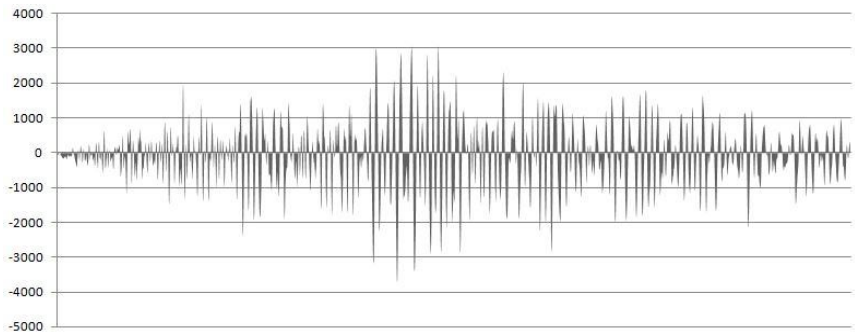


Рис. 14. Згинальний момент M в 748-у елементі моделі (акселерограма Vb8r)

Порівняння результатів дослідження сейсмічної реакції морської бурової за двома методами наведені в таблиці 2. При цьому наведені в

таблиці результати розрахунку за прямим динамічним методом отримані шляхом осереднення даних, що відповідають різним моментам часу.

Таблиця 2

Результати розрахунку за лінійно-спектральним методом	Результати розрахунку за прямим динамічним методом		
	Назва синтезованої акселерограми		
	Vb6r	Vb7r	Vb8r
Переміщення 566 точки (вершини) по вісі X , мм			
401.8	400.6	215.5	233.7
Середнє значення поздовжньої сили N , кН			
-4564.6	-4403.4	-3678.1	-3443.6
Середнє значення згинального моменту M , кН			
1343.7	1365.6	857.2	888.5

5. Висновки

Результати розрахунків за прямим динамічним методом показують, що найбільші значення параметрів НДС конструкції спостерігаються при використанні синтезованої акселерограми Vb6r. Осереднені значення переміщень і зусиль, що виникають як реакція на дію акселерограми Vb6r, є добре узгодженими із аналогічними результатами, отриманими з використанням лінійно-спектрального підходу (розбіжність результатів не перевищує 1% для переміщень і 5% для зусиль). Вказана обставина, свідчить про реалістичність розрахункових даних, знайдених за двома різними методами. Зауважимо також, що використання для аналізу НДС бурової платформи акселерограм Vb7r та Vb8r призводить до суттєвого заниження значень основних розрахункових параметрів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

- ДБН В.1.1.-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України, 2014. – 110 с.
- ЛИРА 9.4. Руководство пользователя. ОСНОВЫ. Учебное пособие. К.: Изд-во «ФАКТ», 2008. – 164 с.
- Баженов В. А., Дехтярюк С. С. Імовірнісні методи розрахунку конструкцій. Випадкові коливання пружних систем: Навчальний посібник. – К.:КНУБА, 2005. – 420с.
- Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.

REFERENCES

- DBN V.1.1.-12:2014 Budivnytstvo u seismichnykh raionakh Ukrainy, 2014. – 110 s. [DBN V.1.1.-12:2014. Construction in seismic regions of Ukraine, 2014. – 110 p.] (ukr)

2. LIRA 9.4. Rukovodstvo polzovatelya. OSNOVY. Uchebnoe posobie. K.: Izd-vo «ФАКТ», 2008. – 164 s. [LIRA 9.4. User guide. BASIS. Tutorial. K.: ФАКТ, 2008. – 164 p.] (rus)
3. Bazhenov V.A., Dekhtiaruk Ie.S. Imovirnisni metody rozrachunku konstruktsii. Vypadkovii kolyvannia pruzhnykh system: Navchalnii posibnyk. –K.: KNUBA, 2005. – 420 s. [Probabilistic methods of structure analysis. Random oscillations of elastic systems . – K.: KNUBA, 2005. - 420 p.] (ukr)
4. Birbraer A.N. Raschet konstruktsiy na seysmostoykost. – SPb.: Nauka, 1998. – 255 s. [Seismic Analysis of Structures. – St. Petersburg: Nauka, 1998. – 255 p.] (rus)

Vorona Yu. V., Shcherbii V. I.

OFFSHORE DRILLING PLATFORM VIBRATIONS UNDER SEISMIC EXCITATION

The response of the offshore drilling platform to seismic base excitation is analyzed. The platform is a spatial construction made of metal rolled pipes of various diameters. The connection of pipes is done by welding and on bolts. All joints of the construction model are considered to be rigid when analyzed. A modal analysis of the construction was performed and modal effective masses as well as modal participation factors corresponding to eigenmodes were defined. The analysis of the modal participation factors showed that the greatest contribution to the seismic response was given by the first four mode shapes with almost thirty percent of the total modal mass contributed by the second mode shape. This mode shape turned out to be similar to the mode of deformation of the console rod that bends in the plane of greatest stiffness. The synthesized artificial spectrum-compatible seismic accelerograms were selected from the set included in the state building codes using oscillation period corresponding to the second natural frequency. The response of the platform to the earthquake of seismic intensity 9th degree according to the Medvedev-Sponheuer-Karnik scale was investigated. Two methods of the seismic analysis were used. The first one was the linear quasi static Response Spectrum Method and the second one was Direct Dynamic (Time History Analysis) Method. The results of calculations carried out using the Direct Dynamic Method were averaged on the whole time interval and the data of such an averaging were compared with the results of the Response Spectrum Method application. The results proved to be consistent with each other - the difference does not exceed one percent for displacements and five percent for internal forces and moments. This circumstance indicates the reliability of the results obtained with the help of two different methods.

Keywords: offshore drilling platform, synthesized accelerograms, seismic excitation.

Vorona Yu. V., Щербий В. И.

КОЛЕБАНИЯ МОРСКОЙ БУРОВОЙ ПЛАТФОРМЫ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗБУЖДЕНИИ ОСНОВАНИЯ

Исследуется реакция морской буровой платформы на сейсмическое возбуждение основания. Сравниваются результаты, полученные с использованием синтезированных акселерограмм и с помощью линейно-спектральной теории.

Ключевые слова: морская буровая платформа, синтезированные акселерограммы, сейсмическое возбуждение основания.

УДК 539.3

Ворона Ю.В., Щербій В.І. Коливання морської бурової платформи при сейсмічному збудженні основи // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 135 – 144.

Досліджується реакція морської бурової платформи на сейсмічне збурення основи. Порівнюються результати, отримані за прямим динамічним методом з використанням синтезованих акселерограм та за допомогою лінійно-спектральної теорії.

Vorona Yu. V., Shcherbii V. I. Offshore drilling platform vibrations under seismic excitation // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue. 97. – P. 135 – 144.

Response of the offshore drilling platform to seismic excitation is analyzed. Results obtained using modal analysis of the response spectrum and direct dynamic analysis are compared.

Ворона Ю. В., Щербій В. І. Колебания морской буровой платформы при сейсмическом возбуждении основания // Сопротивление материалов и теория сооружений. – 2016. – Вып. 97. – С. 135 – 144.

Исследуется реакция морской буровой платформы на сейсмическое возбуждение основания. Сравниваются результаты, полученные с использованием синтезированных акселерограмм и с помощью линейно-спектральной теории.

Автор: кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, професор кафедри будівельної механіки КНУБА ВОРОНА Юрій Володимирович

Адреса робоча: 03680, Київ, Повітрофлотський пр. 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ВОРОНИ Юрію Володимировичу

Робочий тел.: +38(044) 2454829

Мобільний тел.: +38(050)750-13-61

E-mail: yuvv@ukr.net

Автор: студент 5 курсу будівельного факультету Щербій Владислав Іванович.

Адреса робоча: 03680, Київ, Повітрофлотський пр. 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, Щербію Владиславу Івановичу

Мобільний тел.: +38(093) 623288

E-mail: scherby248@mail.com

УДК 539.3

ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ ВІД МАСИВУ ГРУНТОВИХ СИПУЧИХ ПОРІД ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД**І.І. Солодей¹**

доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки

Г.А. Затилюк¹

аспірант кафедри будівельної механіки

¹ *Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ*

В роботі розглянуто найбільш поширені гіпотези обчислення навантажень від масиву ґрунтових сипучих порід: про силове гравітаційне поле, рівень напруженості якого зростає прямо пропорційно глибині відносно поверхні землі та зводу обвалення для нестійких порід. Дана оцінка можливості використання метода скінченних елементів при дослідженні напружено-деформованого стану підземних споруд в залежності від глибини їх закладання.

Ключові слова: ґрунтовий тиск, гірський тиск, звід обвалення, арочний ефект, підземна споруда, метод скінченних елементів.

Вступ. Важливим етапом при проектуванні підземних споруд є збір навантаження від масиву ґрунтових порід, які залягають над майбутніми конструкціями. Проблема визначення активного тиску є складною внаслідок різноманіття природних і виробничих факторів, що впливають на його величину і характер розподілу. Існує декілька теорій, заснованих на досить різноманітних передумовах, які дають задовільні результати у вузьких межах, відповідно до обґрунтованості цих передумов.

Перші методи обчислення ґрунтового тиску спираються на гіпотезу, згідно з якою навантаження викликано вагою певного обсягу порід, що залягає над конструкцією. Однією з найбільш поширених була гіпотеза Турнера [1]. Постійне навантаження від власної ваги ґрунтового масиву з урахуванням реального стану масиву до моменту утворення виробки прикладають до нього у вигляді об'ємних сил, які створюють силове гравітаційне поле, рівень напруженості якого зростає прямопропорційно глибині відносно поверхні землі. Нормативне значення вертикальної і горизонтальної складових цього поля на довільній глибині H , слід визначати відповідно до формул:

$$\sigma_x = -g \sum_{(H)} \rho_i h_i, \quad \sigma_y = \sigma_l = -\lambda g \sum_{(H)} \rho_i h_i, \quad (1)$$

де σ_x , σ_y і σ_l - відповідно вертикальна та горизонтальна (поперечна і повздовжня) складові; g - прискорення вільного падіння; ρ_i та h_i - відповідно щільність та потужність довільного i -го пласту ґрунту; ν -

коефіцієнт поперечної деформації пласту ґрунту, що вміщує виробку (коефіцієнт Пуассона).

Коефіцієнт бокового тиску в пружному масиві:

$$\lambda = \nu / (1 - \nu). \quad (2)$$

Для нескельних і напівскельних глинистих ґрунтів з явно вираженими реологічними властивостями коефіцієнт бокового тиску слід приймати за формулою:

$$\lambda = \frac{0.6 + 0.8\nu}{1.4 - 0.8\nu}. \quad (3)$$

Такий підхід реалізовано в багатьох сучасних нормативних документах, які розповсюджуються на підземні споруди неглибокого закладання [7].

Однак результати розрахунків не відповідають дійсному стану речей на великих глибинах і відповідно рівень навантажень безпідставно збільшується в десятки разів [4]. Як показує досвід будівництва, а також отримані експериментальні дані, тиск порід на підземну конструкцію (гірський тиск) не залежить, як правило, від глибини закладання споруди. Ця обставина дає можливість споруджувати порівняно легкі тунельні оправина значних глибинах. Найбільше значення для практики набули теорії, що базуються на припущенні про виникнення над виробкою склепіння природної рівноваги (арочного ефекту). Згідно цих теорій, гірський тиск залежить виключно від ваги вивалу породи в межах утвореного склепіння.

1. Гіпотеза зводу обвалення для нестійких порід

В практиці проектування споруд глибокого закладання поширена теорія розроблена професором Рижського університету Ріттером та дороблена професором М.М. Протод'яконовим [2, 5, 6], яка була запропонована для широкого діапазону порід – від слабких до міцних скельних.

Для об'єднання характеристик в цій теорії прийнятий коефіцієнт міцності f , що є удаваним коефіцієнтом тертя, тобто тангенсом уявного кута внутрішнього тертя φ^k , визначеного з урахуванням зчеплення c між частинками породи. Уявний коефіцієнт тертя дорівнює відношенню дотичного τ і нормального σ напружень на контактні між частинками породи в момент граничної рівноваги:

$$f = \operatorname{tg} \varphi^k = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi + c}{\sigma} = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma}, \quad (4)$$

де φ - дійсний кут внутрішнього тертя породи.

Для сипучих порід, де $c = 0$, можна записати:

$$f = \operatorname{tg} \varphi . \quad (5)$$

В скельних породах зчеплення c визначається силами молекулярного зчеплення. В цьому випадку рекомендується визначити коефіцієнт міцності породи в залежності від її кубикової міцності R на роздроблення:

$$f = \frac{R}{100} . \quad (6)$$

Крім того, на підставі спостережень за поведінкою ґрунтів і узагальнення великого досвіду запропонована класифікація порід за міцністю, відповідно до якої породи діляться на десять категорій, для яких коефіцієнт міцності змінюється від 20 до 0.1 [6].

Для обчислення навантаження від породи, що знаходиться під аркою природної рівноваги, необхідно оцінити її проліт B та висоту h_1 (рис. 1). При визначенні прольоту вважається, що в стінах виробки утворюються площина сковзання з кутом нахилу $45^\circ - \varphi^k/2$ до вертикалі, тобто:

$$B = b + 2htg\left(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2}\right) . \quad (7)$$

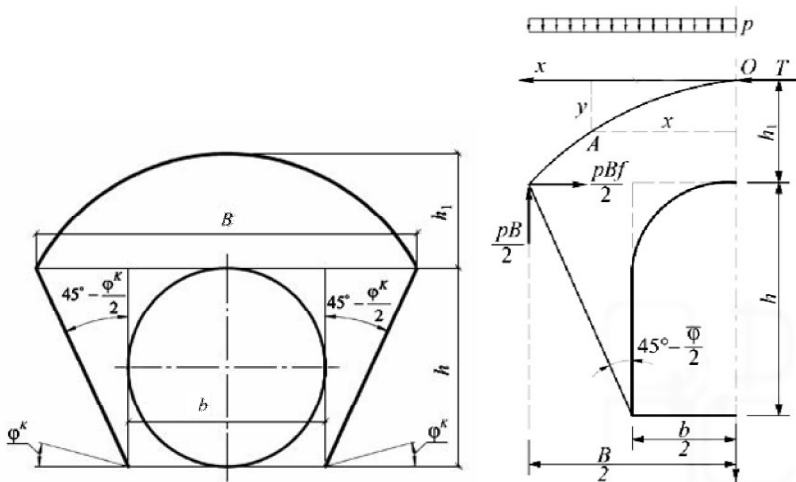


Рис. 1. Модель арки природної рівноваги

Умовою роботи арки на центральний стиск є рівняння:

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow Ty - \frac{px^2}{2} = 0. \quad (8)$$

Тоді розпір зводу:

$$T = \frac{px^2}{2y} = \frac{pB^2}{8h_1}. \quad (9)$$

Умовою стійкості п'ят зводу від зсуву є нерівність:

$$T < \frac{pB}{2} f. \quad (10)$$

Якщо ввести величину запасу стійкості п'ят зводу:

$$\Delta = nh_1, \quad (11)$$

пропорційну висоті зводу, отримаємо:

$$\frac{pB}{2} f - T = nh_1 \Rightarrow n = \frac{pB}{2} \left(\frac{f}{h_1} - \frac{B}{4h_1^2} \right). \quad (12)$$

Висота склепіння, що утворюється над виробкою, визначається з умови максимуму запасу стійкості п'ят зводу:

$$\frac{dn}{dh_1} = 0 \Rightarrow \frac{pB}{2} \left(-\frac{f}{h_1^2} + \frac{B}{2h_1^3} \right) = 0. \quad (13)$$

Звідси висота склепіння:

$$h_1 = \frac{B}{2f} = 0. \quad (14)$$

Навантаження від нормативного гірського тиску на тунельну оправу у випадку виникнення зводу слід приймати рівномірно розподіленою по прольоту (діаметру) та висоті виробки[6]:

$$q_n = K_p \gamma h_1, \quad (15)$$

$$p_n = \gamma \left(K_p h_1 + 0.5h \right) g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right), \quad (16)$$

де q_n - вертикальний, p_n - горизонтальний нормативний гірський тиск відповідно. K_p - коефіцієнт умов роботи ґрунтового масиву.

2. Використання метода скінченних елементів в задачах проектування підземних споруд

На основі метода скінченних елементів дана оцінка зміни постійного навантаження від товщі ґрунтової основи на кільцеву оправу тунелю в залежності від глибини його закладання.

Середній діаметр оправи $d = 5.2 \text{ м}$, товщина стінки $h = 0.2 \text{ м}$. Фізико-механічні характеристики прийнято для дрібногонеоднорідного щільного піску малого ступеня водонасичення: $E = 38 \text{ МПа}$, $\nu = 0.3$, $\gamma = 17.65 \text{ кН/м}^3$, $c = 4 \text{ кН/м}^2$, $\varphi = 36^\circ$, $f = 0.73$. Для коректного визначення навантажень оправа тунелю моделювалась як абсолютно жорстке тіло. Контролю підлягали радіальні напруження у найближчих до оправи скінченних елементах ґрунтової основи.

Дослідження впливу граничних умов на НДС конструкції показали, що прийнятна похибка досягається при ширині ґрунтового масиву еквівалентної п'яти діаметрам оправи та збереженні товщі у два діаметри під конструкцією, що розглядається (рис. 2). Розрахунок проводився з урахуванням вертикальної площини симетрії за допомогою введення у модель відповідних в'язей. Початковий напружено-деформований стан визначався при розв'язанні задачі від дії власної ваги ґрунтової товщі без наявності тунельної виробки.

Безпосередній дослід полягав у збільшенні глибини залягання тунелю, шляхом збільшення кількості скінченних елементів (СЕ) над оправою, кроками, що рівні її діаметру.

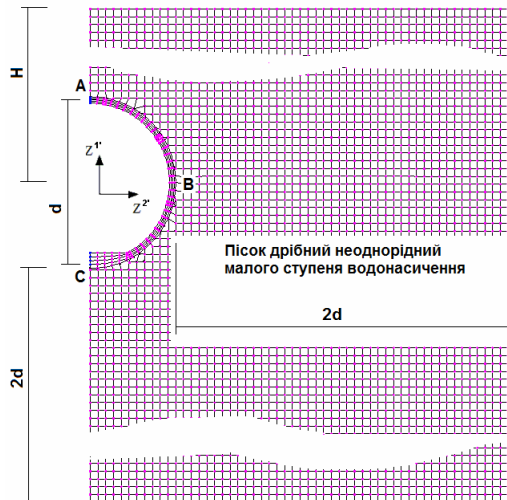


Рис. 2. Схема чисельного дослідження

Попередньо, на основі гіпотези зводу обвалення для нестійких порід були визначені значення $B = 10.7 \text{ м}$ та $h_1 = 7.4 \text{ м}$. Отримані

величинивертикального $q_n = 131 \text{ кН/м}^2$ та горизонтального $p_n = 46 \text{ кН/м}^2$ нормативного гірського тиску є постійними на будь-якій більшій глибині, за умови, звичайно, однорідності ґрунту (рис. 3, 4). Коефіцієнт умов роботи ґрунтового масиву приймався рівним одиниці $K_p = 1$.

Досліди показали, що прямий розрахунок в межах методу скінченних елементів можливий лише для підземних споруд неглибокого закладання. Сучасні програмні комплекси у більшості реалізують СЕ, які фактично забезпечують лінійну залежність між навантаженням та глибиною закладання (рис. 3, 4).

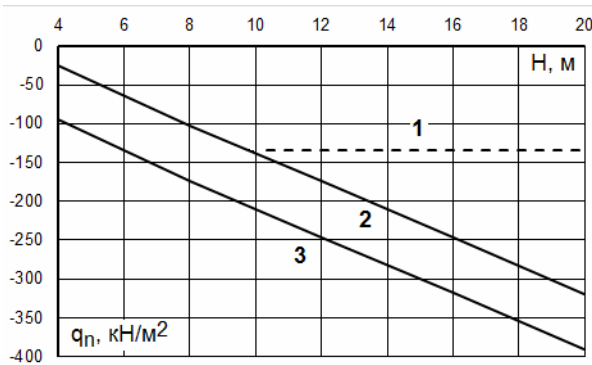


Рис. 3. Вертикальний тиск ґрунтової основи.

1 - гіпотеза зводу обвалення, т.А; 2, 3 – гіпотеза прямопропорційності глибині (МСЕ), точки А і С відповідно

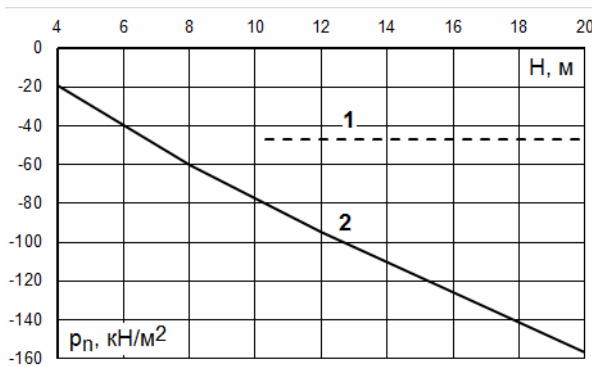


Рис. 4. Горизонтальний тиск ґрунтової основи.

1 - гіпотеза зводу обвалення, т.В; 2 – гіпотеза прямопропорційності глибині (МСЕ), т.В

Існують рекомендації, що розгляд гіпотези зводу обвалення можливі лише при заглибленні споруди як мінімум на $2h_1$ від її верхньої точки [6] для забезпечення формування самого зводу. В нашому випадку $2h_1 = 14.8$ м, що відповідає $H = 17.45$ м на представлених графіках.

На рис. 5 для порівняння представлено розподіл радіального навантаження по зовнішній стінці тунелю для $H = 10.1$ м, коли обидві гіпотези теоретично повинні давати однакові результати.

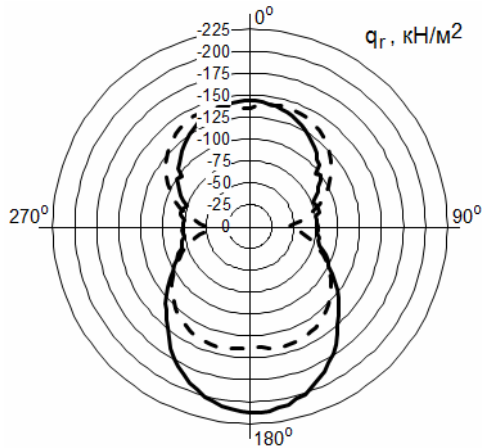


Рис. 5. Розподіл радіального навантаження q_r на глибині $H = 10.1$ м по зовнішній стінці тунелю (сувільна лінія - гіпотеза прямопропорційності глибині (МСЕ), пунктир - гіпотеза зводу обвалення)

Помітно, що в області від 0° до 90° значення тиску за різних гіпотез досить добре узгоджується. Відмінність в області $90^\circ \div 180^\circ$ можна пояснити тим, що формули (15) та (16), які рекомендовані для визначення навантажень згідно з гіпотезою зводу обвалення, не враховують зміну тиску по висоті конструкції.

Висновок. Таким чином, прямий розрахунок в межах методу скінченних елементів можливий лише для підземних споруд неглибокого закладання, для яких зберігається дія гіпотези прямопропорційності глибині. При перевищенні визначеного значення глибини МСЕ може бути використано (при залученні спеціальної процедури, наприклад [3]) лише для обчислення навантажень, відносно яких потрібно потім отримувати рішення.

Формули для визначення вертикального та горизонтального тиску на підземну споруду, які рекомендовані згідно з гіпотезою зводу обвалення[6], не враховують зміну тиску по висоті конструкції для об'єктів із значними габаритами винні бути модифіковані.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Борщ-Компониц В.И.* Практическая механика горных пород –М.: Горная книга, 2013. – 322с.
2. *Борисов А.А.* Механика горных пород и массивов / А.А. Борисов – М.: Недра, 1980. – 360с.
3. *Ватуля Г.Л., Проказа Е.А.* Чисельне визначення висоти зводу обвалення за допомогою ПК «ЛІРА» / Збірник наукових праць УкрДАЗТ, 2015, вип. 151 – с.76-82.
4. *Егоров П.В.* Геомеханика / П.В. Егоров, Г.Г. Штумпф, А.А. Ренев и др. – К.: Кемвиздат, 2001. – 276с.
5. *Волков В.П., Наумов С.Н., Пирожкова А.Н.* Тоннели и метрополитены - М.: Издательство "Транспорт", 1975 г. - 551с.
6. СНиП II-44-78. Строительные нормы и правила. Тоннели железнодорожные и автодорожные – М.: Стройиздат, 1978. – 25с.
7. ДБН В.2.3-7-2010. Державні Будівельні Норми України. Споруди транспорту. Метрополітени. – Київ. Мінірегіонбуд, 2011. – 195с.

REFERENCES

1. *Borshch-Komponietc V.I.* Prakticheskaia mehanika gorny'kh porod (Practical rock mechanics). M.: Gornaia kniga, 2013, 322p.
2. *Borisov A.A.* Mehanika gorny'kh porod i massivov (Mechanics of rocks and arrays)/ A.A. Borisov. M.: Nedra, 1980, 360p.
3. *Watulia G.L., Prokaza E.A.* Chyselne vyznachennia vysoty zvodu obvalennia za dopomohoiu PK «LIRA» (Arch collapse numerical determination using lira software package) / Zbirnik naukovykh prats UkrDAZT, 2015, issue 151 – pp 76-82.
4. *Egorov P.V.* Geomehanika (Geomechanics)/ P.V. Egorov, G.G. Shtumpf, A.A. Renev i dr. K.: Kemvuzizdat, 2001, 276p.
5. *Volkov V.P., Naumov S.N., Pirozhkova A.N.* Tonneli i metropoliteny` (Tunnels and subways). M.: Izdatel'stvo "Transport", 1975, 551p.
6. SNiP II-44-78. Stroitel'ny'e normy` i pravila. Tonneli zheleznodorozhny`e i avtodorozhny`e (Building regulations. Tunnels rail and road). M.: Stroi`izdat, 1978, 25p.
7. DBN V.2.3-7-2010. Derzhavni Budivel'ni Normi Ukraїni. Sporudi transportu. Metropoliteni. (The State Construction Norms Of Ukraine. Facilities of transport. Subways.), Kyiv. Minregionbud, 2011, 195p.

Solodei I.I., Zatyliuk Gh.A.

DETERMINATION OF LOADS FROM ARRAY OF RUNNING SOIL WHEN DESIGNING UNDERGROUND STRUCTURES

The paper discusses the most common hypotheses for the calculation of loads from array of running soil: about the force of the gravitational field, the level of tension which grows in direct proportion to the depth relative to the surface of the earth and arch collapse for unstable soil.

An important stage for the design of underground structures is load summary from mass of soil rocks on future constructions. The problem of determining the active pressure is complex. The variety of natural and production factors affect the magnitude and nature of the distribution of pressure. There are several theories based on quite different preconditions. Therefore, these theories give satisfactory results only within narrow boundaries.

The first calculation methods pressure are based on the hypothesis that load has caused by the weight of a certain volume of rocks that lies above the constructions. But the calculation data do not correspond to the true state of affairs at deep depths. Accordingly the level of loads unreasonably increases tenfold. The greatest importance to practice have theories based on the assumption of the appearance of arch of natural equilibrium (theory of arch effect). According to these theories, rock pressure depends only solely on the weight of the rock within the arch.

On the basis of the finite element method, the estimation of the change in the constant load from the thickness of the ground base to the ring foundation of the tunnel is given, depending on the depth of its laying. Experiments have shown that direct calculation within the finite element method is possible only for underground structures of shallow laying. If a certain depth is exceeded, FEM can be used with the attraction of a special procedure only for calculating loads. Then, using these loads, you need to get a solution.

Formulas for determining the vertical and horizontal pressure on the underground structure, which are recommended in accordance with the hypothesis of “the collapse of the vault”, do not take into account the change in the height of the design for objects with significant dimensions must be modified.

Keywords: ground pressure, rock pressure, arch collapse, arched effect, underground structure, finite element method.

Солодей И.И., Затылюк Г.А.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК ОТ МАССИВА ГРУНТОВЫХ СЫПУЧИХ ПОРОД ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В работе рассмотрены наиболее распространенные гипотезы вычисления нагрузок от массива грунтовых сыпучих пород: о силовом гравитационном поле, уровень напряженности которого растет прямо пропорционально глубине относительно поверхности земли и свода обрушения для неустойчивых пород. Дана оценка возможности использования метода конечных элементов при исследовании напряженно-деформированного состояния подземных сооружений в зависимости от глубины их заложения.

Ключевые слова: грунтовый давление, горное давление, свод обрушения, арочный эффект, подземное сооружение, метод конечных элементов.

УДК 539.3

Солодей І.І., Затилюк Г.А. Визначення навантажень від масиву ґрунтових сипучих порід при проектуванні підземних споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 145 – 154.

В роботі розглянуто найбільш поширені гіпотези обчислення навантажень від масиву ґрунтових сипучих порід: про силове гравітаційне поле, рівень напруженості якого зростає прямо пропорційно глибині відносно поверхні землі та зводу обвалення для нестійких порід. Дана оцінка можливості використання методу скінченних елементів при дослідженні напружено-деформованого стану підземних споруд в залежності від глибини їх закладання.

Solodei I.I., Zatyliuk Gh.A. Determination of loads from array of running soil when designing underground structures. – 2016. – Issue 97. – С. 145 – 154.

The paper discusses the most common hypotheses for the calculation of loads from array of running soil: about the force of the gravitational field, the level of tension which grows in direct proportion to the depth relative to the surface of the earth and arch collapse for unstable soil. Evaluated the possibility of using the finite element method in the study of stress-strain state of underground structures, depending on the depth of their laying.

Солодей І.І., Затилюк Г.А. Определение нагрузок от массива грунтовых сыпучих пород при проектировании подземных сооружений. – 2016. – Вып. 97. – С. 145 – 154.

В работе рассмотрены наиболее распространенные гипотезы вычисления нагрузок от массива грунтовых сыпучих пород: о силовом гравитационном поле, уровень напряженности которого растет прямо пропорционально глубине относительно поверхности земли и свода обрушения для неустойчивых пород. Дана оценка возможности использования метода конечных элементов при исследовании напряженно-деформированного состояния подземных сооружений в зависимости от глубины их заложения.

Автор: доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки СОЛОДЕЙ Іван Іванович

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, СОЛОДЕЙ Іван Іванович

Автор: аспірант кафедри будівельної механіки ЗАТИЛЮК Герман Анатолійович
мобільний тел.: +38(099) 11-00-564;
E-mail – 380991100564@yandex.ru

УДК 539.3

АНАЛІЗ ВПЛИВУ ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА СТОХАСТИЧНУ ПОВЕДІНКУ ПАЛИВНОГО РЕЗЕРВУАРА

О.О. Лук'янченко¹,
канд. техн. наук

Ю.В. Ворона¹,
канд. техн. наук

О.В. Костіна¹,
канд. техн. наук

О.В. Герашенко¹,
канд. техн. наук

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

Побудовані імовірнісні моделі вітрового навантаження з урахуванням обмежених метеорологічних даних місцевості у вигляді квазістаціонарного диференціального випадкового процесу та послідовності екстремальних значень вітрового навантаження, яке описується подвійним експоненціальним законом розподілу Гумбеля. За допомогою неперервного вейвлет-перетворення отримані частотно-часові вейвлет-спектри відрізків реалізацій вітрового навантаження. Застосовані базисні неортогональні нормовані вейвлет-функції Морле (Morlet), Пауля (Paul) та «мексиканський капелюх» (Mexican Hat). Досліджена нелінійна поведінка паливного резервуара в системі із захисною ємністю за допомогою модифікованого методу Ньютона-Рафсона при статичній дії вітру. Виконано модальний аналіз системи методом Ланцоша. Застосовано спектральний метод оцінки відгуків системи у вигляді переміщень, напружень та прискорень при дослідженні її стохастичної поведінки.

Ключові слова: імовірнісна модель, вітрове навантаження, вейвлет-аналіз, спектральний аналіз, метод скінчених елементів, резервуар.

Вступ. Вітрове навантаження відноситься до кліматичних факторів, які носять випадковий характер і мають значний вплив на будівельні споруди. Аналіз сучасних вітчизняних, зарубіжних теоретичних і експериментальних досліджень показав, що існуючі нормативні документи і методики потребують уточнення і розвитку [1-6]. Важливим напрямком є вдосконалення математичних моделей вітрового навантаження на споруди, які розташовані в важкодоступних місцях і знаходяться в несприятливих умовах експлуатації. Особливо це стосується відповідальних споруд, аварії на яких можуть призвести до значних екологічних катастроф. До таких споруд відноситься паливний резервуар на українській антарктичній станції Академік Вернадський [7-10]. Можливість адекватного подання та встановлення розрахункових проектних значень вітру за порівняно невеликими обсягами метеорологічних даних дає імовірнісне

моделювання. Багато дослідників використовують моделі квазістаціонарного диференціального випадкового процесу та послідовності екстремальних значень вітрового навантаження, яка описується подвійним експоненціальним законом розподілу Гумбеля [1, 2, 4, 6]. Для формування моделей реалізація вітрового навантаження розділяється на характерні однакові за тривалістю відрізки, на кожному з яких визначаються характеристики вітру. До них відносяться середня швидкість вітру, яка осереднена за деякий проміжок часу; максимальна швидкість вітру з повторюваністю за деякий період часу та коефіцієнти поривчастості (пульсації) вітру. Імовірнісні моделі навантаження подаються у вигляді розподілу цих характеристик.

Для моделювання стаціонарних і нестаціонарних стохастичних впливів все частіше застосовуються методи вейвлет-аналізу [11-15]. Це пов'язано з гострою потребою отримати адекватні математичні моделі як зовнішніх впливів так і стохастичних коливань споруд з якісними характеристиками їх стану в частотно-часовому просторі, які дозволять прогнозувати стохастичну поведінку споруд. Область застосування вейвлет-аналізу і надалі розширюється.

В статті на основі обмеженої кількості метеорологічних даних місцевості, які отримані фахівцями Національного антарктичного наукового центру України, авторами виконано математичне моделювання вітрового навантаження. Побудовані імовірнісні моделі вітру у вигляді квазістаціонарного диференціального випадкового процесу та послідовності екстремальних значень вітрового навантаження, яка описується подвійним експоненціальним законом розподілу Гумбеля. Для цього зроблена вибірка характеристик вітрового навантаження по відрізках його реалізації в один день з 5-ти хвилинним осередненням. Виконано вейвлет-аналіз наявної реалізації вітрового потоку з метою визначення домінантних частот і для уточнення імовірнісної моделі вітру у вигляді послідовності його екстремальних (максимальних) значень. За допомогою неперервного вейвлет-перетворення отримані частотно-часові вейвлет-спектри відрізків реалізацій вітру в один день. Застосовані базисні неортогональні нормовані вейвлет-функції Морле (Morlet), Пауля (Paul) та «мексиканський капелюх» (Mexican Hat). Побудована скінченноелементна модель паливного резервуара в системі з захисною ємністю. Виконано модальний аналіз системи. Досліджена нелінійна поведінка складної просторової конструкції за допомогою модифікованого методу Ньютона-Рафсона при статичній дії навантаження. Застосовано спектральний аналіз відгуків системи у вигляді переміщень, напружень та прискорень при оцінці її стохастичної поведінки.

1. Математичне моделювання вітрового навантаження. З урахуванням обмеженої кількості наявних метеорологічних даних (три місяці 30.03.-29.06.2009 р.) авторами використана вибірка характеристик вітру по відрізках реалізації вітрового навантаження в один день з 5-ти хвилинним осередненням (рис. 1).

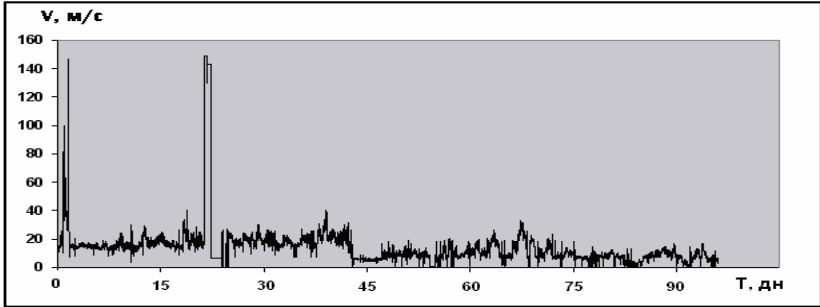


Рис. 1 Реалізації вітрового потоку на Антарктичній станції (30.03.-29.06.2009)

В реалізації вітрового потоку має місце дані за один день з постійною швидкістю 149 м/с , яка пов'язана з неполадками приладу запису і не врахована в подальших розрахунках авторами. Середня і максимальна швидкості вітру, коефіцієнт його поривчастості (пульсації), що визначені для побудови імовірнісних моделей вітрового навантаження у вигляді квазістаціонарного диференціального випадкового процесу та послідовності екстремальних значень вітру представлені на рис. 2.

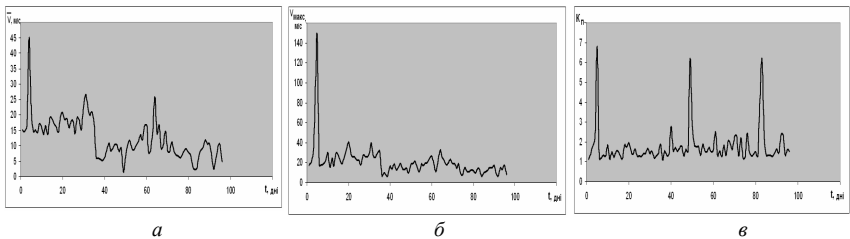


Рис. 2. Зміна середньої (а) і максимальної (б) швидкостей та коефіцієнту поривчастості (в) вітру за часом

Обчислені статистичні характеристики вітру за 97 днів:

1. Математичне сподівання: середньої швидкості $12,474 \text{ м/с}$; максимальної швидкості $20,809 \text{ м/с}$; коефіцієнту поривчастості $1,765$.

2. Стандарт: середньої швидкості $0,943 \text{ м/с}$; максимальної швидкості $0,959 \text{ м/с}$; коефіцієнту поривчастості $0,921$.

Результати дослідження середньої швидкості вітру показали, що повторюваність вітру зі швидкістю 20 м/с становить 93,4 %. Повторюваність коефіцієнтів поривчастої вітру, що не перевищують 1,8, становить близько 74 %. Статистичні характеристики середньої швидкості вітру та коефіцієнту поривчастості добре узгоджуються з результатами дослідників, наведеними в монографіях [1, 2, 4].

1.1. Імовірнісні моделі вітрового навантаження. В роботі формуються дві імовірнісні моделі вітрового навантаження. Модель квазістаціонарного випадкового диференційованого процесу представляється у вигляді

$$V = V_{cp} \left[1 + \sum (K_{ni} - 1) \cdot \sin \omega_i t \right], \quad (1)$$

де K_{ni} – коефіцієнт поривчастості вітру; $\omega_i = 2\pi / \tau_i$ – кругові частоти поривів вітру (τ_i – тривалість дії пориву вітру з відповідним коефіцієнтом поривчастості).

Модель вітрового навантаження у вигляді послідовності екстремальних (максимальних) значень описується подвійним експоненціальним законом розподілу Гумбеля з густиною та інтегральною функцією відповідно

$$f(x) = \frac{1}{\beta} \exp \left[\frac{\alpha - x}{\beta} - \exp \left(\frac{\alpha - x}{\beta} \right) \right]; \quad F(x) = \exp \left[-\exp \left(\frac{\alpha - x}{\beta} \right) \right], \quad (2)$$

де α та β – параметри, що визначаються через математичне сподівання M та стандарт S вибірки максимумів за формулами

$$\alpha = M - k_a S; \quad \beta = k_b S. \quad (3)$$

Перехідні коефіцієнти k_a та k_b визначаються з урахуванням обсягу вибірки екстремумів $N = 27\,648$ за таблицею Гумбеля, яка може бути апроксимована за формулами

$$k_a = 0,45 + 0,34N^{-0,69} = 0,791; \quad k_b = 0,78 + 1,54N^{-0,75} = 0,781. \quad (4)$$

В результаті обчислень визначені параметри $\alpha = 20,081$ і $\beta = 0,719$. Періоди повторюваності дії вітру для різних максимальних значень швидкості вітрового навантаження обчислені за формулою

$$T = 1 / \left[1 - F(x) \right]. \quad (5)$$

На рис. 3, а представлена інтегральна функція розподілу Гумбеля реалізації вітрового потоку на антарктичній станції. Подвійний експоненціальний закон розподілу Гумбеля, яка описує вибірку максимумів швидкості вітру представлено на рис. 3, б.

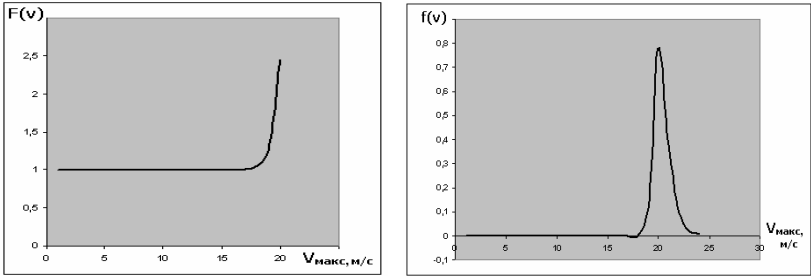


Рис. 3. Імовірнісна модель вітрового навантаження: a - інтегральна функція розподілу Гумбеля; b - подвійний експоненціальний закон розподілу Гумбеля

В таблиці 1 представлені значення обчислених параметрів вітру.

Таблиця 1

Макс. швидкість, $V_{\text{макс}}, \text{ м/с}$	Інт. функція $F(x)$	Закон розподілу $f(x)$	Період повт. T^*
1	1	0	3,291E+11
2	1	0	81995441554
3	1	0	20426155547
4	1	0	5088399167
5	1	0	1267580554
6	1	0	315769343
7	1	0	78661898
8	1	0	19595613
9	1	0	4881500
10	1,000001	0	1216039
11	1,000003	0	302929
12	1,000013	0	75462
13	1,000053	0	18798
14	1,000214	0	4682
15	1,000858	0	1166
16	1,003447	4,1E-124	290,112
17	1,013909	6,01E-30	71,896
18	1,057015	6,05E-07	17,539
19	1,249306	0,113097	4,011
20	2,443733	0,77812	0,692
21	36,12011	0,376607	0,0284

T^* – період повторюваності дії вітру з 5-хвилиним осередненням

Період повторюваності дії вітру з максимальною швидкістю $20,809 \text{ м/с}$, яка є математичним сподіванням цієї характеристики, дорівнює $T = T^* \cdot 300 = 0,126 \times 300 = 37,8 \text{ с}$. Вітрове навантаження подається у вигляді спектру максимальних значень швидкості вітру на відповідних частотах, які обчислюються з періодом повторюваності згідно даних таблиці 1.

1.2. Застосування теорії і методів вейвлет-перетворення для аналізу реалізації вітрового потоку. Виникненню теорії і методів вейвлет-аналізу послужив той факт, що за допомогою перетворення Фур'є не можливо проаналізувати сигнали в «об'єднаному» частотно-часовому просторі. Поняття вейвлет (wavelet – маленька хвиля) з'явилося на початку 1980-х років в різних дисциплінах, включаючи математику, фізику та інженерні науки. Інженер-геофізик Морле запропонував вейвлет-перетворення як новий математичний метод аналізу сейсмічних сигналів, які є нестационарними стохастичними процесами. Гроссман, фізик-теоретик, отримав точну формулу зворотного вейвлет-перетворення. Морле і Гроссман детально вивчили безперервне вейвлет-перетворення і запропонували теорію вейвлетів, як новий метод частотного аналізу сигналів. Математик Мейер сформулював математичні положення теорії вейвлетів. Першим значним досягненням вейвлет-аналізу стала побудова Добеші, Гроссманом і Мейером розкладань по неортогональним вейвлетам. Ортонормальні базиси з гладких вейвлет-функцій були побудовані Мейером і Лемаром. Мейер і Малла запропонували загальну процедуру побудови ортонормального вейвлет-базису, що привело до розробки процедури кратномасштабного аналізу. Баттл і Лемар запропонували процедуру побудови ортогональних вейвлет-сплайнів. Добеші розробив теорію створення вейвлет-базису, який дозволив суттєво пояснити зв'язок між безперервним і дискретним вейвлет-аналізом. Концепція фреймів була детально вивчена Добеші. Ця робота сприяла створенню нових алгоритмів в чисельному аналізі, в методах граничних елементів, скінченних елементів, чисельному розв'язанню диференціальних рівнянь в частинних похідних. Область застосування вейвлет-аналізу і надалі розширюється [11-15].

В роботі застосовано вейвлет-аналіз наявної реалізації вітрового потоку з метою визначення домінуючих частот і для уточнення імовірнісної моделі вітру у вигляді послідовності його екстремальних (максимальних) значень швидкості. При побудові частотно-часових вейвлет-спектрів реалізацій вітру в один день застосовано методику неперервного вейвлет-перетворення, яка наведена в роботі [11]. Використані базисні неортогональні нормовані вейвлет-функції Морле (Morlet), Пауля (Paul) та «мексиканський капелюх» (Mexican Hat). Материнські вейвлети подано у вигляді двомірних матриць в комплексній формі. Значення найменших масштабів вейвлетів, кроків по часу та масштабу (частоті) приймалися з

урахуванням рекомендацій, що наведені в [11]. Виконано вейвлет-перетворення 97 реалізацій вітрового потоку за один день. Визначались Фурьє-періоди, з урахуванням яких експоненціально збільшувались масштаби вейвлетів до 44 значень. Як приклад, на рисунках 4 - 6 представлені вейвлет-спектри амплітуд реалізацій вітру за три дні для трьох базисних вейвлет-функцій.

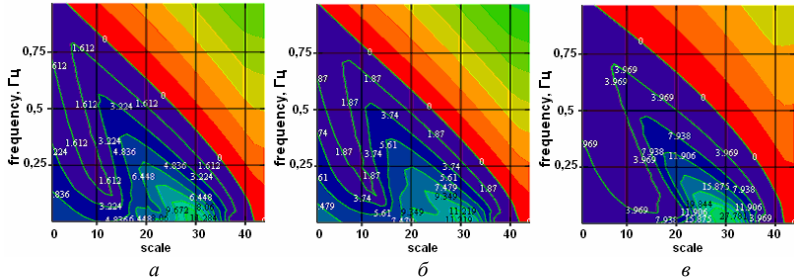


Рис. 4. Вейвлет-спектри амплітуд реалізацій вітру за один день (вейвлет Морле)
 a – 11.04.2009; b – 15.04.2009; c – 21.04.2009

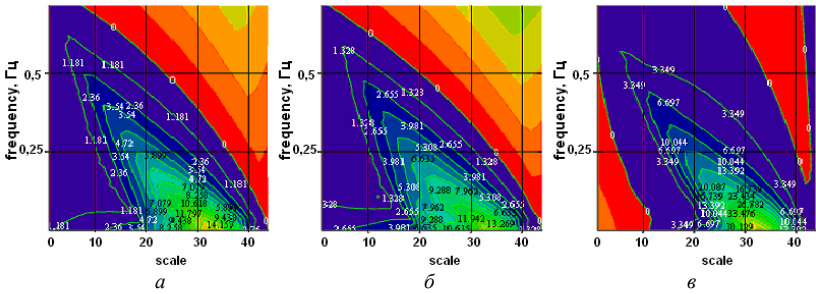


Рис. 5. Вейвлет-спектри амплітуд реалізацій вітру за один день (вейвлет Пауля):
 a – 11.04.2009; b – 15.04.2009; c – 21.04.2009

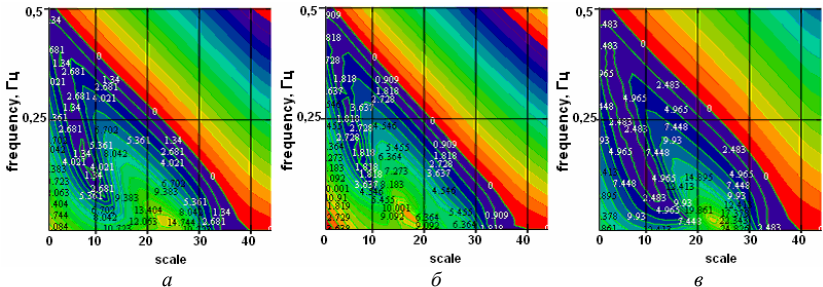


Рис. 6. Вейвлет-спектри амплітуд реалізацій вітру за один день (вейвлет «мексиканський капелюх»):
 a – 11.04.2009; b – 15.04.2009; c – 21.04.2009

Вейвлет-спектри (Фур'є-образи), які отриманні за допомогою базисних вейвлетів Морле та Пауля є схожими. Домінантною частотою вітрового потоку у 87 % вейвлет-спектрів є частота $0,029 \text{ Гц}$, яка локалізована в однаковому часі для різних реалізацій (рис. 4, 5). При застосуванні вейвлета «мексиканський капелюх» (рис. 6) вейвлет-спектри містять дві основні частоти $0,031 \text{ Гц}$ та $0,12 \text{ Гц}$, з подібним часом локалізації. Основна частота вітрового потоку в імовірнісній моделі (табл. 1), яка відповідає математичному сподіванню максимальної швидкості вітру $20,809 \text{ м/с}$, дорівнює $1/37,8=0,026 \text{ Гц}$. Можна зробити висновок, що домінантні частоти вітру, які отримані за допомогою вейвлет-аналізу (вейвлети Морле та Пауля) і при побудові імовірнісної моделі у вигляді послідовності екстремальних значень вітру близькі за значенням (різниця $1,1\%$).

В подальших розрахунках вітрове навантаження моделюється у вигляді імовірнісної моделі з подвійним експоненціальним законом розподілу Гумбеля вибірки максимальної швидкості вітру і стохастичними характеристиками, що наведені в табл. 1.

2. Формування скінченноелементної моделі паливного резервуара в системі із захисною ємністю. Резервуар для дизельного палива являє собою металевий циліндр висотою $5,96 \text{ м}$ і діаметром $6,63 \text{ м}$. Резервуар з паливом знаходиться в середині захисної металеві циліндричної оболонки висотою $6,58 \text{ м}$ і діаметром $6,96 \text{ м}$. Стінки оболонок є зварними з листів прокату товщиною 5 мм . Сталеві труби для закачування та відбору палива мають діаметр 3 дюйма та довжину $0,16 \text{ м}$. Товщина покрівель оболонок 4 мм . Оболонки виготовлені з матеріалу СтЗпс.2 (ГОСТ 14637). Фізичні характеристики матеріалу для сталевих конструкцій приймаються такими: густина прокату – 7850 кг/м^3 ; коефіцієнт лінійного розширення – $0,12 \cdot 10^{-4}$; модуль пружності – $2,06 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$, модуль зсуву – $0,79 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$; коефіцієнт поперечної деформації – $0,3$. На основі методу скінченних елементів із застосуванням програмного комплексу NASTRAN [16] побудована математична модель складеної конструкції у вигляді системи двох з'єднаних циліндричних оболонок (рис. 7, а). Стінки оболонок розбиті по колу на 64 частини, по висоті – на 20 і змодельовані у вигляді сукупності чотирьохкутних плоских скінченних елементів зі шістьма степенями вільності. В місцях кріплення двох труб, які моделюються стержневими елементами, застосовані трьохкутні плоскі елементи. Покрівлі оболонок моделюються плоскими двомірними чотирьохкутними і трикутними скінченними елементами (рис. 7, б). У вузлах нижньої кромки внутрішнього резервуару обмежені переміщення по твірній і радіусу, повороти навколо радіусу і дотичної. Вузли нижньої кромки захисної ємності жорстко закріплені (рис. 7, в).

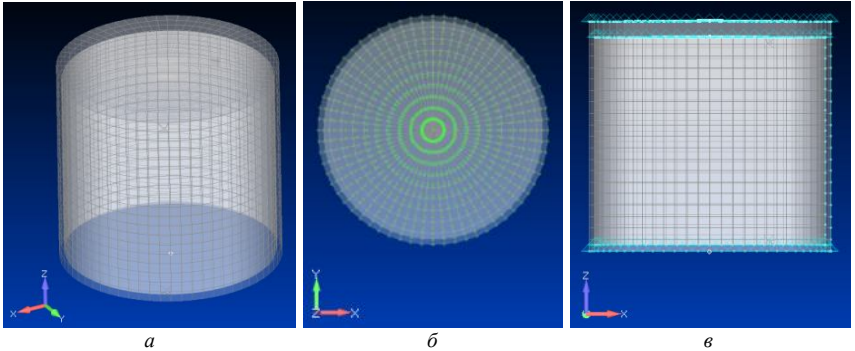


Рис. 7. Скінченноелементна модель системи двох з'єднаних оболонок

3. Дослідження напружено-деформованого стану системи при дії вітрового навантаження

3.1. Статична поведінка системи при дії вітру. В роботі досліджено стан системи двох з'єднаних оболонок при статичній дії навантаження. Граничний розрахунковий тиск на стінку та покрівлю захисної ємності, визначений за допомогою нормативного документу [4]. На рис. 8 показано розподіл вздовж кола та твірної захисної ємності статичної складової вітрового навантаження при максимальній швидкості $V_{\text{макс.ср}} = 45 \text{ м/с}$.

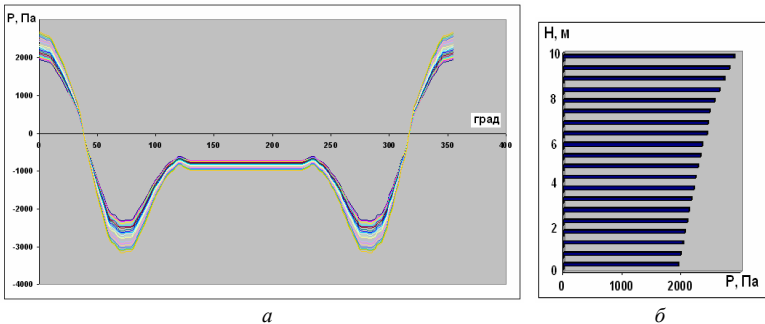


Рис. 8. Розподіл статичної складової вітрового навантаження на захисну ємність: а – вздовж кола; б – вздовж твірної

На покрівлю захисної ємності діє вітер у вигляді рівномірного тиску зі значенням 1945 Па . Напружено-деформований стан системи досліджений при розв'язанні нелінійної задачі статки за допомогою модифікованого методу покрокового навантаження Ньютона-Рафсона. На рис. 9 представлені переміщення і напруження в елементах системи.

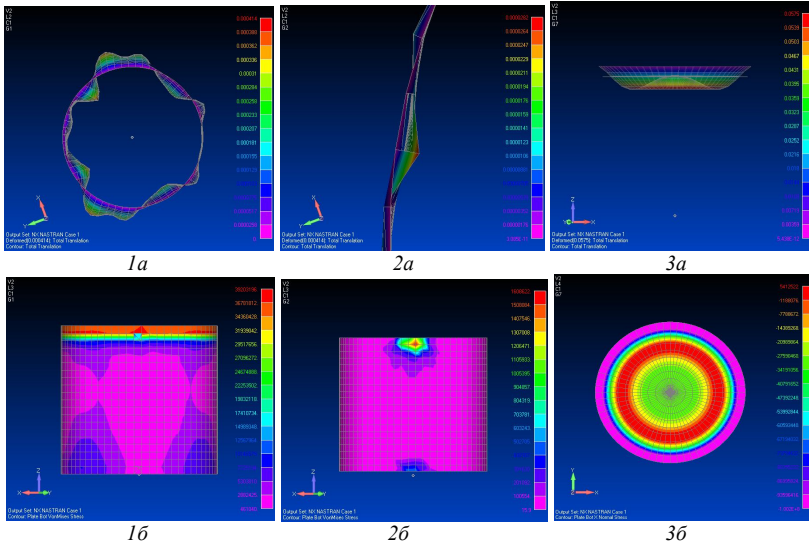


Рис. 9. Стан захисної ємності (1), паливного резервуара (2) та покрівлі (3) при статичній дії вітру: а – переміщення; б – напруження

Результати дослідження напружено-деформованого стану захисної ємності при дії граничного розрахункового значення статичної складової вітрового навантаження (рис. 9) показали, що максимальні еквівалентні напруження спостерігаються в елементах верхнього поясу і складають $39,21 \text{ МПа}$. Коефіцієнт запасу стійкості дорівнює $187/39,21=4,77$ (187 МПа є допустимим напруженням в елементах верхнього поясу). Видно, що з'єднання двох оболонок має вплив на напружений стан паливного резервуара. Максимальні напруження $1,61 \text{ МПа}$ спостерігаються біля верхнього патрубку для закачування палива і значно менші за напруження в стінці захисної ємності. Максимальне напруження в покрівлі захисної ємності дорівнює $5,41 \text{ МПа}$. Покрівля паливного резервуара не напружена. Максимальні переміщення в стінці захисної ємності складають $0,41 \text{ мм}$, в стінці паливного резервуара – $0,28 \text{ мм}$; в покрівлі захисної ємності – $0,058 \text{ мм}$.

3.2. Модальний аналіз системи. При дослідженні динамічних характеристик захисної ємності в системі із паливним резервуаром і покрівлями застосовано процедуру розв'язання задачі на власні коливання методом Ланцоша. Визначені 70 власних частот і форм коливань системи, які частково представлені на рис. 10.

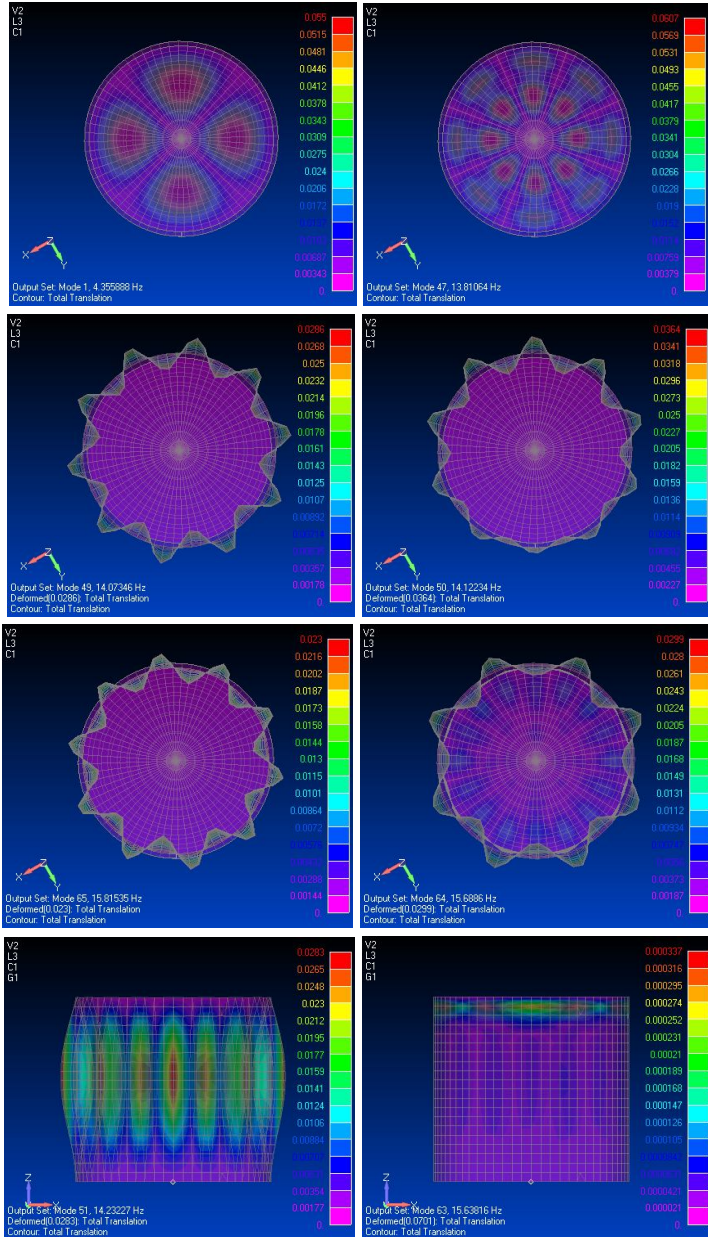


Рис. 10. Форми і частоти власних коливань системи

Спектр власних частот коливань системи щільний. В діапазоні частот 4,356-14,036 Гц спостерігається деформація лише покрівель оболонок. Мають місце симетричні і несиметричні вм'ятини та випучини. На першій частоті власних коливань системи 4,356 Гц деформується лише покрівля захисної ємності, на частоті 4,874 Гц (5-а форма) – покрівля паливного резервуара. На частоті 14,073 Гц (49-а форма) починає деформуватися захисна ємність. Спостерігаються регулярні і нерегулярні деформації стінки з різною кількістю півхвиль (10, 12, 9, 11) в радіальному напрямку. На частоті 15,814 Гц (65-а форма) починає деформуватися стінка паливного резервуара. Вздовж кола мають місце регулярні і нерегулярні деформації стінки резервуара. Деформація стінок захисної ємності та резервуара вздовж твірних має вигляд однієї півхвилі або вм'ятин. Сумісна деформація стінок оболонок та покрівель спостерігається з 64-тої форми коливань (15,689 Гц).

Отримані результати модального аналізу дозволять дослідити стохастичну поведінку системи.

3.3. Дослідження стохастичної поведінки системи. Аналіз впливу стохастичної складової вітрового навантаження виконано за допомогою спектрального аналізу відгуку скінченноелементної моделі у вигляді переміщень, напружень та прискорень. Використана імовірнісна модель вітрового навантаження з характеристиками, що наведені в таблиці 1. На рис. 11 представлені спектри відгуків у вигляді переміщень вузлів захисної ємності (1) і паливного резервуара (2), які розташовані в нижніх поясах оболонок біля патрубку для зливання палива.

Видно, що спектри відгуків вузлів оболонок в радіальному напрямку (рис. 11, а) мають три піки. Вони розташовані на частотах вітрового навантаження, які збігаються з частотами власних коливань системи, де вперше спостерігаються деформації покрівель двох оболонок та стінки захисної ємності. Бачимо, що максимальний відгук в меридіональному напрямку (рис. 11, б) спостерігається на частотах 5,19 Гц для захисної ємності та 5,72 Гц для паливного резервуара. Переміщення вузла захисної ємності вздовж осей x і y не перевищують 0,0048 мм, вздовж осі z – 0,0011 мм. Максимальні переміщення вузла паливного резервуара по трьох напрямках не перевищують 0,0008 мм.

На рис. 12 представлені спектри відгуків у вигляді переміщень вузлів захисної ємності (1) і паливного резервуара (2), які розташовані в верхніх поясах оболонок біля патрубку для закачування палива.

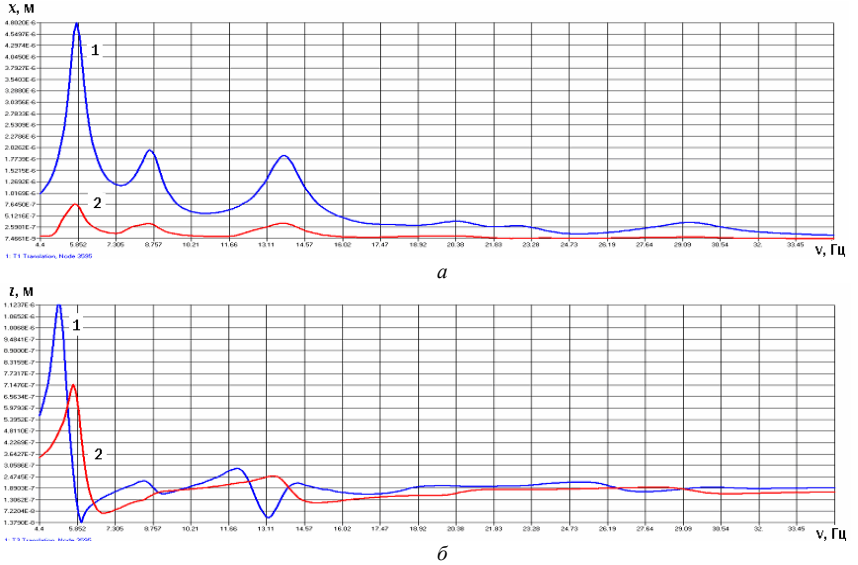


Рис. 11. Спектральний відгук вузлів нижніх поясів захисної смності (1) та паливного резервуара (2) у вигляді переміщень: a – вздовж осі $X(Y)$, b – вздовж осі Z

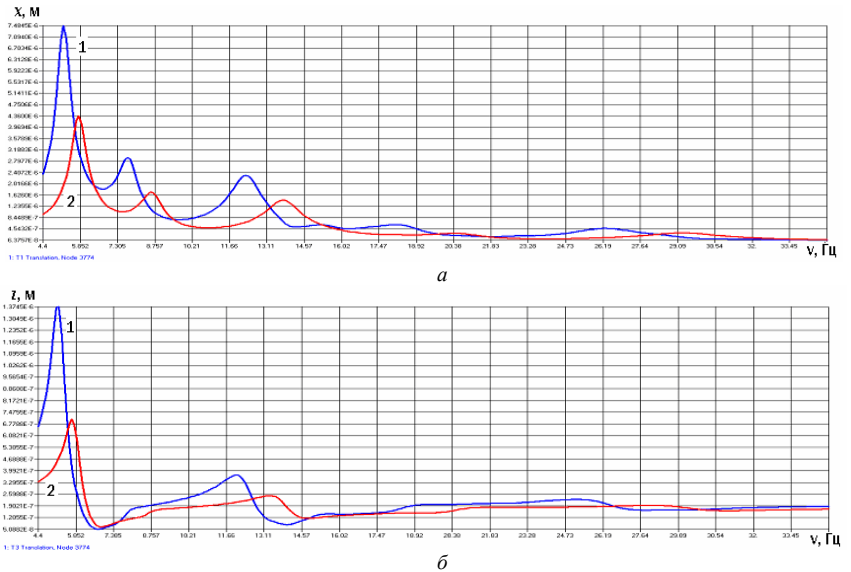


Рис. 12 Спектральний відгук вузлів верхніх поясів захисної смності (1) та паливного резервуара (2) у вигляді переміщень: a – вздовж осі $X(Y)$, b – вздовж осі Z

Видно, що спектри відгуків вузлів верхніх поясів оболонок в радіальному напрямку мають три піки (рис. 12, *a*). Максимальні переміщення вузлів захисної ємності (1) і паливного резервуара (2) спостерігаються на частотах вітрового навантаження з деяким зміщенням. Спектральний відгук оболонок в меридіональному напрямку (рис. 12, *б*) подібне до відгуку, що подано на рис. 11, *б*. Переміщення захисної ємності вздовж осі $x(y)$ не перевищують 0,0075 мм, вздовж осі z – 0,0014 мм. Переміщення паливного резервуара вздовж осі $x(y)$ не перевищують 0,0044 мм, вздовж осі z – 0,0007 мм. Можна зробити висновок, що максимальні переміщення вузлів верхніх поясів оболонок біля патрубку для закачування палива (рис. 12) більші за максимальні переміщення вузлів нижніх поясів оболонок в місці розташування патрубка для зливу палива (рис. 11).

Спектральні відгуки системи у вигляді прискорень вузлів нижніх поясів і верхніх поясів оболонок в радіальному напрямку представлені відповідно на рис. 13, *a* та рис. 13, *б*.

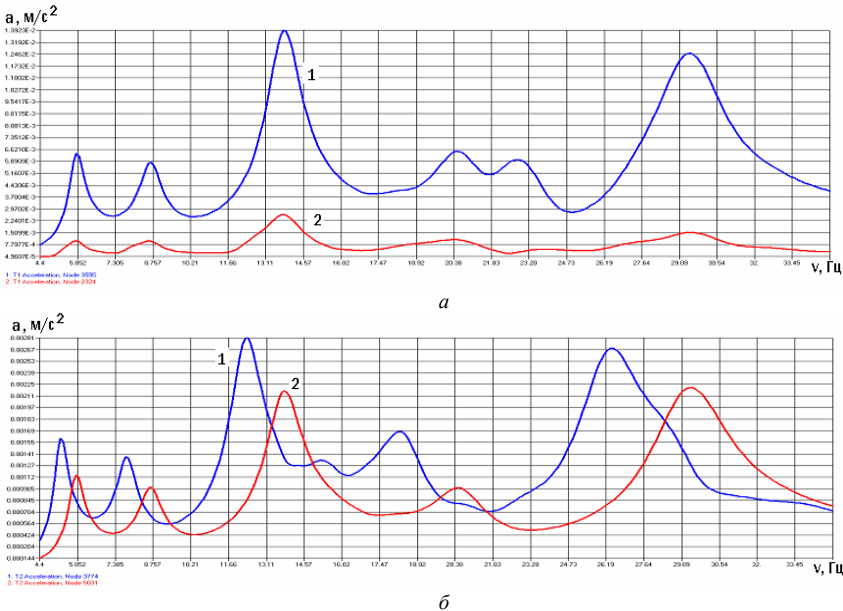


Рис. 13. Спектральний відгук системи у вигляді прискорень вузлів оболонок:
a – нижніх поясів ; *б* – верхніх поясів

Бачимо, що спектри прискорень містять шість і п'ять піків. Максимальні прискорення спостерігаються на частотах вітрового

навантаження, що збігаються з власними частотами коливань системи, на яких одночасно деформуються стінки оболонок і їх покрівлі. Максимальні прискорення вузлів захисної ємності не перевищують $0,0138 \text{ м/с}^2$ в нижньому поясі та $0,0282 \text{ м/с}^2$ – в верхньому поясі. Максимальні прискорення вузлів паливного резервуара дорівнюють $0,0025 \text{ м/с}^2$ в нижньому поясі та $0,0219 \text{ м/с}^2$ – в верхньому поясі. Максимальні прискорення вузлів захисної ємності та паливного резервуара не перевищують нормативних [4].

Спектральний аналіз відгуку системи показує, що вплив стохастичної складової вітрового навантаження є максимальним в діапазоні частот 4,3-15 Гц. Ці частоти співпадають з частотами власних коливань покрівел та першими частотами власних коливань захисної ємності та паливного резервуара.

На рис. 14 представлено напружений стан захисної ємності і паливного резервуара при дії стохастичної складової вітрового навантаження з частотою 5,19 Гц. Зображено ізолінії нормальних напружень в елементах ємності вздовж осей X і Y та дотичних напружень вздовж площини XU відповідно.

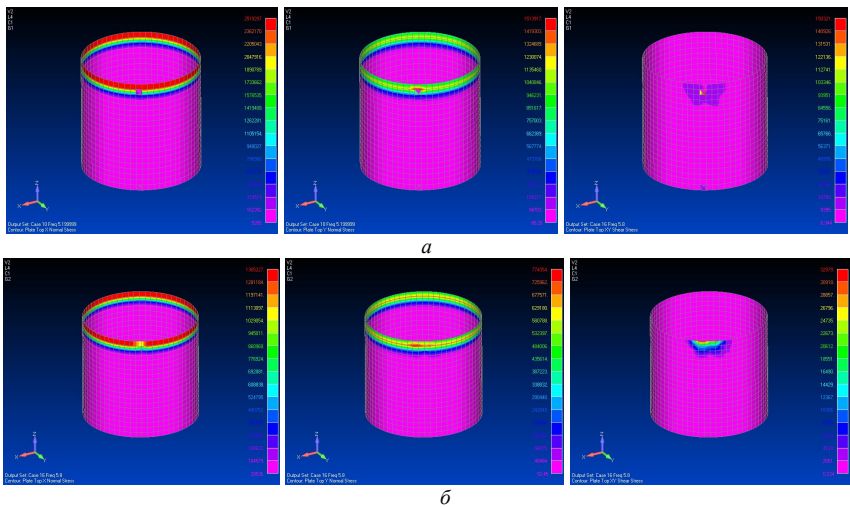


Рис. 14. Напружений стан оболонок при частоті вітрового навантаження 5,19 Гц:
а – захисної ємності; б – паливного резервуара

Напружений стан оболонок при дії вітрового навантаження з частотою 30,9 Гц представлено на рис. 15.

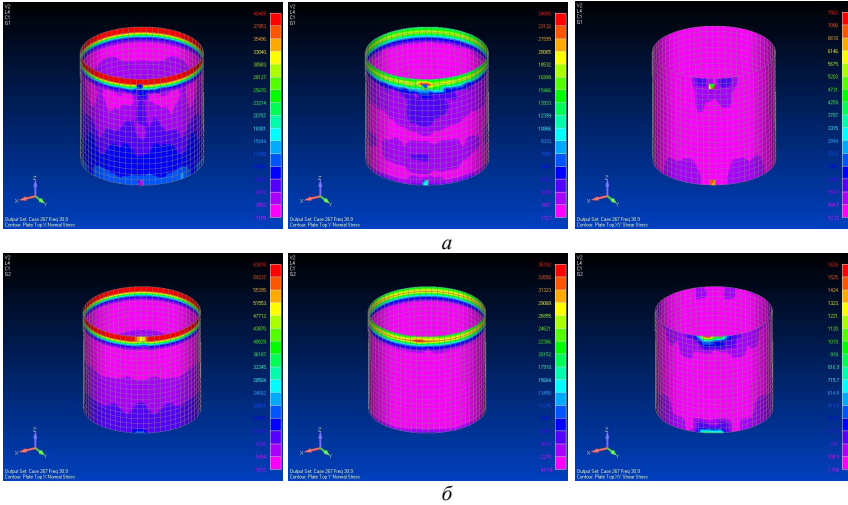


Рис. 15. Напружений стан оболонок при частоті вітрового навантаження 30,9 Гц:
 а – захисної ємності; б – паливного резервуара

Видно, що більш напруженими є верхні пояси двох оболонок та місця розташування патрубків для закачування та зливу палива. Максимальні напруження спостерігаються в елементах верхнього поясу захисної ємності 2,519 МПа і 1,365 МПа – в елементах верхнього поясу паливного резервуара.

Максимальні напруження в елементах захисної ємності при дії стохастичної складової вітрового навантаження складають 6,14% від напружень, що виникають в захисній ємності від дії статичної складової навантаження.

Висновок. При наявності обмежених метеорологічних даних місцевості вітрове навантаження може бути представлено у вигляді квазістаціонарного диференціального випадкового процесу та послідовності екстремальних значень вітрового навантаження з подвійним експоненціальним законом розподілу Гумбеля. Застосування базисних неортогональних нормованих вейвлет-функцій Морле (Morlet), Пауля (Paul) та «мексиканський капелюх» (Mexican Hat) дають змогу виконати неперервне вейвлет-перетворення реалізацій вітрового навантаження, побудувати його частотно-часові вейвлет-спектри і уточнити домінуючі частоти. Спектральний аналіз відгуків системи показав, що стохастичний вплив вітрового навантаження на паливний резервуар і захисну ємність є незначним. Це обумовлено загальною висотою захисної ємності 6,58 м з урахуванням розміщення її над рівнем океану 4 м.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Клаф Р., Пензиен Дж.* Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
2. *Аугустини Г., Баратта А., Кашиасти Ф.* Вероятностные методы в строительном проектировании. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
3. *Баженов В.А., Дехтярюк С.С.* Імовірнісні методи розрахунку конструкцій. Випадкові коливання пружних систем. – К.: КНУБА, 2005. – 420 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.
5. *Баженов В.А., Дехтярюк С.С., Ворона Ю.В.* Динаміка споруд. – К.: ПАТ Віпол, 2012. – 342 с.
6. *Пашинський В.А.* Імовірнісні моделі для розрахунків надійності та нормування кліматичних навантажень і впливів на будівельні конструкції // Строительная механика и строительные конструкции: Сборник статей посвященный восьмидесятилетию А.В. Перельмутера. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2013. – 323-332 с.
7. *Баженов В.А., Лук'янченко О.О., Костіна О.В., Герашченко О.В.* Вплив навантаження на частоти власних коливань складної оболонкової конструкції// Опір матеріалів та теорія споруд. К.: КНУБА, 2013. – Вип.91. – С.49-58.
8. *Luk'yanchenko O.O., Vorona Y.V., Kostina O.V., Kuzko O.V.* Evaluation of metal corrosion impact on load bearing capacity of the fuel reservoir// Ukrainian Antarctic Journal.– 2015. – №14, Page 246-255.
9. *Luk'yanchenko O.O., Kostina O.V., Bouraou N.I., Kuz'ko O.V.* Investigation of Static and Dynamic Characteristics of Complex Thin-Walled Shell Structure with Cracks. – Strength of Materials: Volume 48, Issue 3 (2016), pp 401–410.
10. *Bouraou N.I., Luk'yanchenko O.O., Tsybulnik S. A., Shevchuk D.V.* Vibration Condition Monitoring of the Vertical Steel Tanks//Vibrations in Physical Systems Vol. 27 (2016), P. 53-60.
11. *Christopher Torrence and Gilbert P. Compo.* A Practical Guide to Wavelet Analysis / Bulletin of the American Meteorological Society. – Vol. 79(1998), No. 1, Page 61-98.
12. *Percival D.B., Walden A.T.* Wavelet Methods for Time Series Analysis. Cambridge University Press, 2000, 622 p.
13. *Dobeshi I.* Desyat' lektsiy po veyvletam [Ten Lectures on Wavelets]. Izhevsk, NITs «Regulyarnaya i khaoticheskaya dinamika» publ., 2001, 454 p.
14. *Addison P.S.* The Illustrated Wavelet Transform Handbook. Institute of Physics, 2002, 358 p.
15. *Мкртычев О.В., Решетов А.А.* Применение вейвлет-анализа для получения характеристик акселерограмм // Вестник МГСУ. 2013, № 7. – С. 59-67.
16. *Шимкович Д.Г.* Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. - М.: ДМК Пресс, 2001.- 448 с.

REFERENCES

1. *Clough R., Penzien J.* Dinamika sooruzheniy [Dynamics of structures]. – М.: Stroyizdat, 1979. – 320 p. (rus)
2. *Augusti G., Baratta A., Kashiati F.* Veroyatnostnyie metodyi v stroitelnom proektirovanii [Probabilistic methods in building design]. – М.: Stroyizdat, 1988. – 584 s. (rus)
3. *Vazhenov V.A., Dekhtariuk Ie.S.* Imovirnisni metodyi rozrakhunku konstruktzii. Vypadkovi kolyvannia pruzhnykh system [Probabilistic methods of structure analysis. Random oscillations of elastic systems]. – К.: KNUBA, 2005. - 420 p. (ukr)
4. ДБН В.1.2-2:2006. Derzhavni budivelni normy Ukrainyiny. Systema zabezpechennia nadiinoshti ta bezpeky budivelnykh ob'iektiv. Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. [National Structural Rules and Regulations. The system of reliability and safety provision of constructional projects. Loads and effects. Design codes.] – К.: Minbud Ukrainy, 2007. – 60 p. (ukr)

5. *Bazhenov V.A., Dekhtiariuk Ie.S. Vorona Yu.V.* Dynamika sporud [Dynamics of structures]. – K.: PAT Vipol, 2012. - 342 p. (ukr)
6. *Pashynskiy V.A.* Imovirnisni modeli dlia rozrakhunkiv nadiinosti ta normuvannya klimatychnykh navantazhen i vplyviv na budivelni konstruktssii // Stroytelnaia mekhanyka y stroytelnye konstruktssyy: Sbornyk statei posviashchennoi vosmydesiatyletiyu A.V. Perelmutera.[Probabilistic models for the reliability analysis and standardization of environmental loads and impacts on the constructions // Structural mechanics and constructions: A collection of articles dedicated to the A.V. Perelmouter 80 anniversary.] – M.: Yzdatelstvo SKAD SOFT, 2013. – 323-332 p. (ukr)
7. *Bazhenov V.A., Luk'yanchenko O.O., Kostina O.V., Gerashchenko O.V.* Vplyv navantazhennia na chastyty vlasnykh kolyvan skladnoi obolonkovoii konstruktssii [The impact of loading on the complex shell structure natural frequencies] // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2013. – Issue. 91. - K.: KNUBA. - P. 49-58. (ukr)
8. *Luk'yanchenko O.O., Vorona Yu.V., Kostina O.V., Kuzko O.V.* Evaluation of metal corrosion impact on load bearing capacity of the fuel reservoir// Ukrainian Antarctic Journal.– 2015. – №14, Page 246-255.
9. *Luk'yanchenko O.O., Kostina O.V., Bouraou N.I., Kuz'ko O.V.* Investigation of Static and Dynamic Characteristics of Complex Thin-Walled Shell Structure with Cracks. – Strength of Materials: Volume 48, Issue 3 (2016), pp 401–410.
10. *Bouraou N.I., Luk'yanchenko O.O., Tsybulnik S. A., Shevchuk D. V.* Vibration Condition Monitoring of the Vertical Steel Tanks//Vibrations in Physical Systems Vol. 27 (2016), Page 53-60.
11. *Christopher Torrence and Gilbert P. Compo* A Practical Guide to Wavelet Analysis/ Bulletin of the American Meteorological Society. – Vol. 79(1998), No. 1, Page 61-98.
12. *Percival D.B., Walden A.T.* Wavelet Methods for Time Series Analysis. Cambridge University Press, 2000, 622 p.
13. *Dobeshi I.* Desyat' lektsiy po veyvletam [Ten Lectures on Wavelets]. Izhevsk, NITs «Regulyarnaya i khaoticheskaya dinamika» publ., 2001, 454 p.
14. *Addison P.S.* The Illustrated Wavelet Transform Handbook. Institute of Physics, 2002, 358 p.
15. *Mkrtychev O.V., Reshetov A.A.* Primenenie veyvlet-analiza dlya polucheniya harakteristik akselerogramm [Application of wavelet analysis for the determination of accelerograms characteristics]// Herald MGSU. - 2013, # 7. – P. 59-67. (rus)
16. *Shimkovich D.G.* Raschet konstruktssiy v MSC/NASTRAN for Windows [Structural analysis in MSC/NASTRAN for Windows] - M.: DMK Press, 2001.- 448 p. (rus)

Luk'yanchenko O.O., Vorona Yu.V., Kostina O.V., Geraschenko O.V.

ANALYSIS OF THE WIND LOADING INFLUENCE ON THE FUEL RESERVOIR STOCHASTIC BEHAVIOR

The fuel reservoir at the Ukrainian Antarctic station Academician Vernadsky refers to responsible structures which could lead to significant environmental disasters when damaging. Mathematical models of wind load on buildings located in hard-to-reach places and are in unfavorable conditions of exploitation require improvement and development. Meanwhile only probabilistic modeling gives possibility of adequate representation of the design values of wind under relatively small volumes of meteorological data. Such models of wind load were constructed in the form of a quasistationary differential random process and a sequence of extreme values of wind load which are described by the Gumbel double exponential distribution. The wavelet spectra of wind realizations were investigated with the help of continuous wavelet transform in the time-frequency space. The non-orthogonal normalized wavelet basis functions of different types (Morlet, Paul and the Mexican Hat) were used. With the help of modern FEM software a mathematical model of a complex structure was built in the form of a system of two connected cylindrical shells. The static nonlinear behavior of a fuel reservoir combining with a protective capacity was investigated by the modified Newton-Raphson method. The analysis of the stress-

strain state of the protective capacity showed that the maximum equivalent stresses locates in the upper belt. The combination of two shells in one system affects the stress state of the fuel reservoir even under the influence of wind. So maximum stresses are observed in the reservoir near the upper fuel nozzle. A modal analysis of the complex shell system was carried out by the Lanczos algorithm. The construction eigenfrequency spectrum was found to be dense. There are regular and irregular deformations of the walls of the both protective and fuel reservoirs with a different number of half-waves along the directrix. There is one half-wave along the generators of both shells with slight deformations near the branch pipes. The spectral method for estimation of system responses (displacements, stresses and accelerations) was applied for the analysis of its stochastic behavior. The maximum responses are observed at the eigenfrequencies.

Keywords: probabilistic model, wind loading, wavelet analysis, spectral analysis, finite element method, reservoir.

Лукьянченко О.А., Ворона Ю.В., Костина Е.В., Геращенко О.В.

АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ НА СТОХАСТИЧЕСКОЕ ПОВЕДЕНИЕ ТОПЛИВНОГО РЕЗЕРВУАРА

Построены вероятностные модели ветровой нагрузки с учетом ограниченных метеорологических данных местности в виде квазистационарного дифференциального случайного процесса и последовательности экстремальных значений ветровой нагрузки, которая описывается двойным экспоненциальным законом распределения Гумбеля. С помощью непрерывного вейвлет-преобразования получены частотно-временные вейвлет-спектры отрезков реализаций ветра. Используются базисные неортогональные нормированные вейвлет-функции Морле (Morlet), Пауль (Paul) и Мексиканская шляпа (Mexican hat). Исследовано нелинейное поведение топливного резервуара в системе с защитной емкостью при статическом действии ветра с помощью модифицированного метода Ньютона-Рафсона. Выполнен модальный анализ системы методом Ланцоша. Применен спектральный метод оценки откликов системы в виде перемещений, напряжений и ускорений при исследовании ее стохастического поведения.

Ключевые слова: вероятностная модель, ветровая нагрузка, вейвлет-анализ, спектральный анализ, метод конечных элементов, резервуар.

УДК 539.3

Лук'яченко О.О., Ворона Ю.В., Костіна О.В., Геращенко О.В. **Аналіз впливу вітрового навантаження на стохастичну поведінку паливного резервуара** // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 152-171.

Застосовано спектральний метод дослідження стохастичної поведінки паливного резервуара в системі із захисною ємністю при дії вітрового навантаження. Побудова імовірнісних моделей навантаження виконана за допомогою вейвлет-перетворення реалізацій вітрового потоку.

Luk'yanchenko O.O., Vorona Yu.V., Kostina O.V., Geraschenko O.V. **Analysis of the wind loading influence on the fuel reservoir stochastic behavior** // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue. 97. – P. 152-171.

A spectral method for the analysis of stochastic behavior of the fuel tank with a protective capacity under the wind loading was applied. Probabilistic models of the loading were built using wavelet transform of wind flow realizations.

Лукьянченко О.А., Ворона Ю.В., Костина Е.В., Геращенко О.В. **Анализ влияния ветровой нагрузки на стохастическое поведение топливного резервуара** // Сопротивление материалов и теория сооружений. – 2016. – Вип. 97. – С. 152-171.

Применен спектральний метод дослідження стохастического поведения топливного резервуара в системе с защитной емкостью при действии ветровой нагрузки. Построение вероятностных моделей нагрузки выполнено с помощью вейвлет-преобразования реализаций ветрового потока.

Автор: кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, старший науковий співробітник Науково-дослідного інституту будівельної механіки КНУБА ЛУК'ЯНЧЕНКО Ольга Олексіївна

Адреса робоча: 03680, Київ, Повітрофлотський пр. 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ЛУК'ЯНЧЕНКО Ользі Олексіївні

Робочий тел.: +38(044)241-54-20

Мобільний тел.: +38(067)931-30-27

E-mail: tush_lu@meta.ua

Автор: кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, професор кафедри будівельної механіки КНУБА ВОРОНА Юрій Володимирович

Адреса робоча: 03680, Київ, Повітрофлотський пр. 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ВОРОНИ Юрію Володимировичу

Робочий тел.: +38(044)245-48-29

Мобільний тел.: +38(050)750-13-61

E-mail: yuvv@ukr.net

Автор: кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, доцент кафедри будівельної механіки КОСТИНА Олена Володимирівна

Адреса робоча: 03680, Київ, Повітрофлотський пр. 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, КОСТИНІЙ Олені Володимирівні

Робочий тел.: +38(044)241-54-20

Мобільний тел.: +38(098)275-19-93

E-mail: kl0867@meta.ua

Автор: кандидат технічних наук, старший науковий співробітник НДІ будівельної механіки КНУБА ГЕРАЩЕНКО Олег Валерійович

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

Робочий тел.: +38(044)241-54-20

Мобільний тел.: +38(095)661-6052

E-mail: – olg_guera@ukr.net

УДК 539.3

ЕФЕКТИВНІСТЬ І ПРОБЛЕМИ МОНІТОРИНГУ ВЕЛИКОРОЗМІРНИХ БУДІВЕЛЬНИХ СПОРУД

В.В. Гайдайчук¹,
д-р техн. наук

К.Е. Котенко¹,
аспірант

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

У статті розглянуті загальні проблеми моніторингу технічного стану великорозмірних будівельних споруд. Приводиться аналіз особливостей діючих систем моніторингу та оцінюється їх ефективність залежно від конструктивних особливостей споруди та її призначення. Виділяються можливі недоліки при виборі та доопрацюванні системи моніторингу.

Ключові слова: система моніторингу будівельних конструкцій, напружено-деформований стан, статичний моніторинг, динамічний моніторинг, частота коливань, власні коливання, аксельрометри

Надійність будівельних споруд та безпека людей, що знаходиться в них в значній мірі обумовлені невідступним виконанням представниками експлуатаційних служб вимог регламентів технологічних процесів, перевіркою технічного стану конструкцій споруди і своєчасним прийняттям відповідних заходів, попереджуючих або виключаючих можливість переходу споруди в обмежено працездатний чи аварійний стани.

Відповідно нормативним вимогам, перевірка технічного стану конструкцій являється обов'язковою для унікальних споруд та споруд, що відносяться до класу наслідків СС2 та СС3 [1] та категорій відповідальності конструкцій А, Б [2]. Згідно ДБН В. 1.2-14-2009 системи моніторингу таких будівельних об'єктів повинні розроблятися на стадії проектування або передбачатися правилами експлуатації об'єктів.

Пізнішим нормативом ДБН В.2.5-76:2014 сформульовані загальні вимоги до моніторингових систем раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій та оповіщення населення (СРВНСО), конкретизований їх склад, розроблені положення і правила, регламентована взаємодія СРВНСО з другими системами. Передбачені установки локалізації надзвичайних ситуацій та сформульовані вимоги до них. Приведені правила централізованого спостереження за станом СРВНСО, прийняття від неї оповіщень та передачі їх (в разі реальної загрози) наглядовим системам вищого рівня реагування.

Не дивлячись, однак, на значні досягнення в указаній галузі, інженерна практика не має в своєму розпорядженні єдиних універсальних методів і систем моніторингу технічного стану споруд. Базуючись переважно на індивідуальних особливостях будівельних об'єктів, вона не рідко використовує програмне-інструментальне забезпечення, яке не відповідає сучасним вимогам, а нові архітектурно-конструктивні рішення будівель та споруд потребують відповідних коректив в системах моніторингу. Прикладом може бути будівництво висотних інженерних споруд, коли недостатність розрахункової бази для проектування таких об'єктів і закритість несучих конструкцій від прямого візуального спостереження визвали потребу коректування та адаптації існуючих систем моніторингу до нових умов.

Проблемним є також контроль технічного стану великорозмірних будівельних споруд, які по своїм характеристикам не в повній мірі відповідають сучасним будівельним нормам і були введені в експлуатацію раніш. Такі споруди, або не мають моніторингового забезпечення, або системи останнього не відповідають сучасним вимогам. Спостереження технічного стану таких об'єктів являється необхідним і в зв'язку з коректирою нормативної величини снігового навантаження на несучі конструкції споруди, яке практично вдвічі перевищує установлений раніше рівень снігового навантаження [2].

Обстеження технічного стану будівельних споруд представляє собою систему нагляду і контролю, виконуваних відповідно встановленої програми для забезпечення надійного функціонування будівельних споруд за рахунок своєчасного виявлення негативних змін напружено-деформованого стану їх конструкцій, просідання ґрунтових основ, або нахилу споруди, які можуть викликати перехід будівельного об'єкта в обмежено працездатний стан. Відстежується ступінь і швидкість розвитку змін технічного стану, виявляються конструктивні і технологічні дефекти, та інші явища, і приймаються рішення відповідно подальших дій.

Періодичність планового обстеження проводиться відповідно Порядку визначення термінів перших планових обстежень та паспортизації технічного стану будівель (споруд). Термін першого (після введення в експлуатацію) обстеження та паспортизації будівель (споруд) призначається проектною організацією (автором проекту). А в подальшому, наступні обстеження призначаються спеціалізованою організацією, яка виконала перше обстеження, а також у випадках:

- перед прийняттям в експлуатацію будівель (споруд), які мають підвищений рівень відповідальності. Потреба виконання таких обстежень повинна бути обґрунтована;

- при виявленні ознак аварійного стану окремих конструкцій або частин будівель (споруд);
- при суттєвих змінах передбачених проектом навантажень та впливів;
- при плануванні капітального ремонту, реконструкції або технічному переозброєнні;
- при відповідних постановках або розпорядженнях Кабінету Міністрів;
- після виникнення надзвичайних ситуацій (стихійного лиха, техногенної аварії, пожежі та ін.);
- згідно вимогам уповноваженого державного будівельного нагляду;
- за ініціативою власників будівлі (споруди).

При визначенні термінів планових обстежень технічного стану будівель (споруд) обов'язково належить враховувати такі основні фактори:

- рівень безпеки будівель та характеристики їх основ;
- досвід експлуатації аналогічних будівель;
- наявність систем моніторингу будівельних конструкцій.

Схематично загальний алгоритм роботи систем моніторингу будівельних конструкцій приведено на рис.1. Він ґрунтується на порівнянні контрольованих параметрів K_i з розрахунковими їх значеннями K'_i . Діапазон припустимих значень контрольованих параметрів K_i визначається як $K'_i \pm \Delta K_i$, де ΔK_i – діапазон припустимих можливих відхилень контрольованого параметра K_i . Розрахункові значення K'_i визначаються на основі математичного моделювання й уточнюються в рамках науково-технічного супроводу при проектуванні і будівництві об'єкта. У випадку наближення або виходу значень контрольованого параметра K_i за межі припустимих значень $K'_i \pm \Delta K_i$ система моніторингу несучих конструкцій повинна формувати відповідні інформаційні сигнали про напружено-деформований стан несучих конструкцій. У цьому випадку експертна організація, що здійснює науково-технічний супровід, установлює причини виникнення сигналу і видає рекомендації для проведення обстеження, усуненню наслідків для прийняття рішення, що до подальшої експлуатації конструкції.

Щоб уникнути негативних наслідків, пов'язаних з появою аварійної ситуації, схема загального алгоритму роботи автоматизованої системи моніторингу (АСМ) та її типовий склад конкретизується складовими частинами з врахуванням вимог до автоматизованих систем раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій та оповіщення населення (СРВНСО) [3], що проілюстровано на рис. 2.



Рис. 1. Загальний алгоритм роботи автоматизованих систем моніторингу (АСМ) будівельних конструкцій

В складі СРВНСО роль джерел первинної інформації (ДПІ) відіграє автоматизований геодезичний комплекс, який під керуванням блоку управління (БУ) здійснює в безперервному режимі вимірювання на вихідні точки та точки спостереження. Первинними являються кути та відстані (H_z , V , D), що відповідають просторовому положенню точок спостереження та вихідних (X , Y , Z).

Роль та функції пристрою комунікації (ПК) відіграє сервер системи. Завдяки спеціалізованому програмному забезпеченню сервер автоматизованої СРВНСО виконує:

- діагностику комунікації з блоком управління приладом;
- контроль регулярності надходження первинних даних;
- приймання, первинну обробку та збереження даних;
- первинний аналіз та генерацію повідомлень;
- розрахунок поточних зміщень точок спостереження;
- відображення даних поточних вимірювань;

- забезпечення дистанційного авторизованого доступу до даних вимірювань.

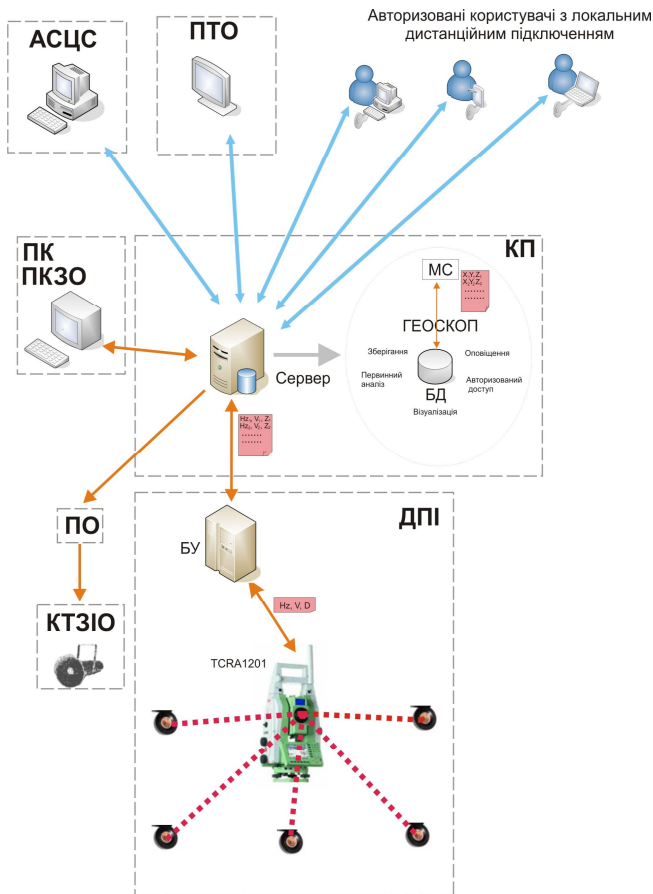


Рис. 2. Структура та взаємодія складових частин АСМ з врахуванням вимог автоматизованих систем раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій та оповіщення населення (СРВНСО)

Відображення даних поточних вимірювань і побудова графіків архівних даних відбувається на дисплеї комп'ютера віддаленого користувача або на дисплеї сервера, який разом з клавіатурою та мишкою служить в даному випадку зональним пультом управління (ПКЗО) та пультом управління системи.

Функції програмного модуля оповіщення, що входить до складу системи, можуть бути використані для надсилання відповідних повідомлень до автоматизованої системи центрального спостереження (АСЦС), на пульт технічного обслуговування (ПТО) та до територіальної автоматизованої системи централізованого оповіщення (ТАСЦО). Пристроєм оповіщення (ПО) виступає програмний модуль оперативного оповіщення, який генерує та надсилає повідомлення, використовуючи наступні кінцеві технічні засоби (КТЗІО):

- повідомлення електронною поштою – засобами локальної комп'ютерної мережі;
- sms-повідомлення електронною поштою – через підключений модем;
- звукове повідомлення – через гучномовці, що підключені до звукової системи сервера.

Модуль оповіщення може також надсилати інформацію до автоматизованої системи центрального спостереження, на пульт технічного обслуговування засобами дистанційної передачі даних мережею Інтернет.

Обов'язковим компонентом систем моніторингу є контроль найбільш інформаційних параметрів конструкції. Виконуються в основному два види вимірювань: статичні та динамічні.

При статичних–заміряються переміщення та кути поворотів вузлів елементів по яких проводиться аналіз деформацій і напруженого стану конструкцій. При цьому необхідну кількість та місця встановлення датчиків переміщень вибирають по результатам аналізу роботи розрахункової схеми. Відхилення від вертикалі контролюються датчиками нахилу, що встановлюють на верхніх вертикальних елементах конструкцій при цьому використовуються, в основному, інклінометри різних моделей. Просідання ґрунтових основ вимірюється геодезичними приладами (нівелірами, теодолітами) або за допомогою сучасних систем гідростатичного нівелювання.

До недавнього часу статичний моніторинг являвся основним методом оцінки напружено-деформованого стану конструкцій і залишається таким при контролі окремих елементів конструкцій споруди. Однак, його використання з метою оцінки глобального технічного стану великорозмірних та висотних споруд є неефективним, перш за все по економічним міркуванням та значним трудозатратам.

В технічному відношенні він не відображає динамічні впливи, викликані зовнішніми та експлуатаційними факторами, не враховує вплив ряду технологічних та конструктивних відхилень (наяву концентраторів напруження, дефектів монтажу конструкцій, послаблення жорсткого

защемлення) і, саме головне, його результати неможливо апіорі розповсюдити навіть на інші аналогічні конструкції контрольованої споруди.

Для отримання глобальних даних технічного стану споруд використовується динамічний моніторинг, суть якого полягає в експериментальному трьох координатному вимірюванню параметрів руху елементів несучих конструкцій в реальному часі, з подальшою їх обробкою та визначенням параметрів динамічних характеристик конструкцій споруди. В результаті отримуються значення власних частот та логарифмічного декрименту коливань, які порівнюються з їх показниками, отриманими при виконанні попереднього етапу моніторингу [4].

Критерієм безпеки являється незмінність вказаних показників на протязі всього життєвого циклу споруди. Вважається [5], що в початковий період експлуатації (від декількох днів до одного місяця після закінчення будівництва) проходить «приопрацювання» споруди: вибираються люфти в з'єднаннях, притираються пари з'єднань, релаксуються напруження в зонах концентрації, перерозподіляються зусилля в елементах конструкцій, пов'язані з неточністю виготовлення та монтажу. В цей період часу динамічні показники знижуються і в подальшому повинні залишатися практично незмінними. Як що ж, при черговому етапі моніторингу, величина контрольованого параметру виходить за межі більш як 10%, то конструкції будівлі підлягають позаплановому обстеженню та прийняттю відповідних технічних та організаційних заходів.

В сучасній інженерній практиці використовується три основних методи динамічного моніторингу: резонансний, імпульсний та фоновий.

Залежно від складності та унікальності споруди, її призначення, конструктивно-технологічних особливостей, експлуатаційних та інших характеристик, враховуючи технічне забезпечення моніторингу та економічну сторону, використання вказаних методів визначається за допомогою аналізу можливостей та ефективності кожного з них. Найбільш дорогим, трудозатратним, потребуючим використання складного устаткування являється резонансний метод. Отримані за його допомогою показники вважаються найбільш об'єктивними. Цей метод використовується при моніторингу унікальних складних споруд таких, як наприклад плотини гідроелектростанцій, великорозмірні споруди та інші. Але не розповсюджуються на діючі об'єкти атомною енергетики та діючі житлові комплекси.

Резонансний та імпульсний методи передбачають використання складних та дорогих вібраційних установок.

Для діагностики великих спортивних споруд частіше використовується імпульсний метод, а для об'єктів промислової інфраструктури - фоновий. Його суть полягає в оцінці частот і форм

власних коливань об'єкта при дії зовнішніх фонових факторів (імпульсів вітрового навантаження, коливань від дії транспорту, інших). Цей метод являється недорогим та відносно простим в технічному відношенні. В натурних вимірюваннях, при цьому методі використовують акселерометри та велосіметри, в діапазоні вимірювання низьких частот.

В табл. 1 приведено порівняння величин частот трьох перших тонів.

Таблиця 1

Номер тона частоти	Частота власних коливань, Гц		
	Розрахункова за даними результатів розрахунків у програмних комплексах		Експериментальна за даними натурних вимірювань
	SCAD	NASTRAN	
1	0.506289	0.492079	0.49-0.51
2	0.556190	0.53825	0.53-0.57
3	0.660833	0.66865	0.66-0.69

Моніторинг динамічних характеристик дозволяє оцінити стан будівель і споруд в цілому і виявити значні зміни в конструкціях без візуального огляду кожної конструкції. В цьому відношенні він незамінний при обстеженні технічного стану споруд, насамперед при відсутності візуальних ознак в порушенні працездатності роботи конструкцій.

Основним недоліком динамічного моніторингу являється: відсутність архівних даних контрольованих параметрів споруди та локалізовані відступи від проекту, які не впливають на жорсткісні характеристики конструкцій та слабо проявляються у спектрі власних коливань: недотримання проектною марки бетону, нахил та ослаблення перетину деяких колон і стін, інші. Все це вказує на потребу комплексного підходу [6].

Таким чином, розглянуті системи моніторингу хоч і мають значні відмінності, в цілому являються ефективними і доповнюють одна одну.

Невід'ємною умовою дієздатності систем моніторингу являється обов'язкова наявність програми моніторингу, визначаюча його технологію та конкретизуюча параметри контролю, критичні стани конструкцій та об'єм робіт на кожному конкретному будівельному об'єкті.

Перспективним представляється: подальше удосконалення моніторингових систем в частині програмно-інструментального забезпечення моніторингу, розробці і освоєнні нових вискоєфективних моніторингових систем. Прикладом може бути використання навігаційного поля глобальних супутникових систем, яке має місце в зарубіжній практиці моніторингу [7].

Висновки. При виконанні моніторингу технічного стану конструкцій будівельного об'єкту обов'язковою умовою є програма моніторингу, яка

описує науково-технічну інформацію спостереження за роботою конструкцій.

Найбільш ефективним являється динамічний моніторинг який залежно від програмно-інструментального забезпечення може характеризувати як загальний (цілісний) стан споруди, так і глобальний, включаючий також оцінку технічного стану кожного конкретного конструктивного елемента. Обов'язковим компонентом систем моніторингу складних інженерних споруд являється постійний контроль найбільш інформаційних характеристик споруд. В багатьох випадках такими характеристиками є частоти f_i та логарифмічні декрименти затухання δ_i основних коливальних процесів, виникаючих у спорудах при експлуатації.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівельних споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009 [чинний від 2009-12-01], К. Міністерство регіонального розвитку України 2009.-43с-(Будівельні норми України).
2. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006 [чинний від 2007-01-01], К. Міністерство регіонального розвитку України 2006.-78с-(Будівельні норми України).
3. ДБН В.2.5-76:2014 Автоматизовані системи раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій та оповіщення населення [чинний від 2014-06-01], К. Міністерство регіонального розвитку України 2014.-38с-(Будівельні норми України).
4. Белов І.Д., Гайдайчук В.В., Дедов О.П., Матіаш Н. С. Науково-технічний моніторинг будівель і споруд. Наука і будівництво №3. 2015 с.17-20.
5. Патрикеев А.В. Система динамического мониторинга инженерного сооружения как ключевой элемент его технической безопасности // Вестник МГСУ, 2014, №3. С. 133-140.
6. Белостоцкий А.М. Калічава Д. К., Аул А. А., Нагибович А. И. Адаптируемые конечно-элементные модели в основе динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий. Часть 3. Апробация методики на высотном комплексе, возведенном с выявленным отступлением от проекта, International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, - 2012.-8(4), С.43-52.
7. Ana Paula Camargo Larocca Dynamic Monitoring vertical Deflection of Small Concrete Bridge Using Conventional Sensors And 100 Hz GPS Receivers - Preliminary Results / Jorge Alves Trabanco, João OLYMPIO DE ARAÚJO Neto, André Luiz Cunha// IOSR Jornal of Engineering (IOSRJEN) - 2014.-V04, №9 – P. 9 – 20.

REFERENCES

1. DBN (Building Codes) B.1.2-14-2009. National Structural Rules and Regulations. The system of reliability and safety provision of constructional projects. General principles of reliability control and constructional safety of buldings, structures and supports. – Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2009 P. 43 (in Ukraine)
2. DBN (Building Codes) B.1.2-2:2006. National Structural Rules and Regulations. The system of reliability and safety provision of constructional projects. Loads and effects. –Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2006. P. 78. (inUkraine).

3. DBN (Building Codes) B.2.5-76:2014. National Structural Rules and Regulations The automated systems of the early detection threats of the origin emergencies and notification the population. – Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2014. P. 38. (inUkraine).
4. *Belov I.D.* Scientific and technical monitoring of buildings and structures / *Belov I. D, Gaidaichuk V.V., Dedov O. P., Matiash N.S.* //Science and construction. – 2015. – № 3. – P. 17 – 20.
5. *Patrikeev A. V.* Dynamic monitoring of engineering structures as a key element of its technical security // *Vestnik MGSU.* – 2014.-№3.– P.133 – 140.
6. *Belostotsky A. M.* Adaptive finite element models as the base of dynamic monitoring of tall buildings. Part 3. Aprobation for high rise building with unidentified deviations from the project / *Belostotsky A. M., Kalichava D K., Aul A. A, Nagibovich A. I.* // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering – 2012.-8(4). – P.43-52.
7. *Ana Paula Camargo Larocca* Dynamic Monitoring vertical Deflection of Small Concrete Bridge Using Conventional Sensors And 100 Hz GPS Receivers - Preliminary Results / *Jorge Alves Trabanco, João OLYMPIO DE ARAÚJO Neto, André Luiz Cunha*// *IOSR Jornal of Engineering (IOSRJEN)* - 2014.-V04, №9 – P. 9 – 20.

Gaidaichuk V.V., Kotenko K.E.

EFFICIENCY AND PROBLEMS FOR MONITORING LARGE-BUILDING STRUCTURES

In the paper common problems of monitoring of a technical condition large-sized buildings are considered. Two main types of monitoring are considered: static and dynamic. Static monitoring is the primary method of assessment of stress-strain state of structures and remains so when controlling for individual elements of structures. However, its use to assess global technical state of large-sized buildings is inefficient. To retrieve global data technical condition of buildings is dynamic monitoring, the essence of which is an experimental three-axis measurement of motion parameters of elements of supporting structures in real time, with their further processing and determination of parameters of dynamic characteristics of structures: natural frequencies and logarithmic decrement of the oscillations. Parameters of dynamic characteristics of structures are compared with the values obtained in the previous stage of monitoring. Monitoring using dynamic characteristics allows to assess the condition of buildings in general, and to identify significant changes in the structures without visual inspection of each elements of structures.

The analysis of features of existing monitoring systems is resulted and their efficiency depending on design features of buildings is estimated. Noted possible deficiencies in the selection and improvement of the monitoring system. The direction of improvement of instrumental support of monitoring systems is given.

An essential condition is the mandatory availability of the monitoring program that determines technology of monitoring and specifies the parameters of control, determines the critical condition of the structures and the amount of work at each particular construction object.

Key words: monitoring system of the building designs, the stress-strain behavior, static monitoring, dynamic monitoring, oscillation frequency, natural vibrations, accelerometers.

Гайдайчук В.В., Котенко К.Е.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ И ПРОБЛЕМЫ МОНИТОРИНГА КРУПНОРАЗМЕРНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В статье рассмотрены общие проблемы мониторинга технического состояния большеразмерных строительных сооружений. Приводится анализ особенностей действующих систем мониторинга и оценивается их эффективность в зависимости от конструктивных особенностей сооружения и его назначения. Выделяются возможные недостатки при выборе и доработке системы мониторинга.

Ключевые слова: система мониторинга строительных конструкций, напряженно-деформированное состояние, статический мониторинг, динамический мониторинг, частота колебаний, собственные колебания, акселерометры.
УДК 539.3

Гайдайчук В.В., Котенко К.Е. Эффективность і проблеми моніторингу великорозмірних будівельних споруд // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 172 – 182.

У статті розглянуті загальні проблеми моніторингу технічного стану великорозмірних будівельних споруд. Приводиться аналіз особливостей діючих систем моніторингу та оцінюється їх ефективність залежно від конструктивних особливостей споруди та її призначення. Виділяються можливі недоліки при виборі та доопрацюванні системи моніторингу.

Gaidaychuk V.V., Kotenko K.E. Efficiency and problems for monitoring large-building structures // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue. 97. – P. 172 – 182.

In the paper common problems of monitoring of a technical condition large-building structures are considered. The analysis of features of existing monitoring systems is resulted and their efficiency depending on design features of a construction and its appointment is estimated. Stand out possible lacks at a choice and debugging of monitoring system.

Гайдайчук В.В., Котенко К.Э., Ковальчик Я.И. Эффективность и проблемы мониторинга крупноразмерных строительных сооружений // Соппротивление материалов и теория сооружений. – 2016. – Вып. 97. – С. 172 – 182.

В статье рассмотрены общие проблемы мониторинга технического состояния большеразмерных строительных сооружений. Приводится анализ особенностей действующих систем мониторинга и оценивается их эффективность в зависимости от конструктивных особенностей сооружения и его назначения. Выделяются возможные недостатки при выборе и доработке системы мониторинга.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури *ГАЙДАЙЧУК Віктор Васильович*.

Адреса робоча: 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

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): аспірант кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури *КОТЕНКО Костянтин Едуардович*.

Адреса робоча: 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) 276-04-45;

e-mail: 1969box@mail.ru

УДК 539.3

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ ПРО ВПЛИВ ГЕОМЕТРИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ І ЗАКРИТИЧНУ ПОВЕДІНКУ ТОНКОСТІННИХ ТА КОМБІНОВАНИХ ВІСЕСИМЕТРИЧНИХ ТІЛ

Ю.В. Максим'юк¹,
канд. техн. наук, доцент

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

В роботі викладено постановку задачі для визначення несучої здатності і закритичної поведінки тонкостінних та комбінованих вісесиметричних тіл з урахуванням геометричної нелінійності. Описаний клас об'єктів, для яких необхідний даний розрахунок. Наведені вихідні співвідношення теорії пластичної течії та нелінійної теорії пружності.

Ключові слова: геометрична нелінійність, тонкостінні та комбіновані вісесиметричні тіла, закритична поведінка, несуча здатність, теорія пластичної течії, нелінійна теорія пружності.

Вступ. В роботах [6, 7] були наведені розрахункові співвідношення МССЕ, алгоритм і контрольні приклади розв'язання вісесиметричних та плоских геометрично нелінійних задач для визначення розрахункового ресурсу просторових масивних тіл при континуальному в'язкопружнопластичному руйнуванні. В роботі [6] на основі розрахунку ялинкового з'єднання лопатки з диском ГТУ показана висока ефективність запропонованого підходу. В [1] проведено дослідження стійкості оболонкових конструкцій в пружній постановці. В той же час, широкий клас відповідальних об'єктів, зокрема пов'язаних із дослідженням морських глибин, являють собою вісесиметричні оболонкові тіла.

1. Постановка задачі. На відміну від розглянутих в зазначених роботах масивних об'єктів, широкий клас становлять тонкостінні конструкції, серед яких, зокрема, занурювані апарати різного призначення та їх конструктивні елементи. До них відносяться рятувальні апарати, дозаправочні балони, кришки люків з підкріплюючими масивними товстостінними шарами. Характерним для цих об'єктів є необхідність проведення розрахунків до втрати несучої здібності і аналізу їх закритичної поведінки.

Конструктивні геометричні особливості перелічених об'єктів, таких, наприклад, як дозаправочний балон (рис. 1,*а*) і рятувальний апарат (рис. 1,*б*), полягають в необхідності поєднання в межах меридіонального

перетину сферичних, циліндричних і тороїдальних елементів з різними співвідношеннями товщини стінки і радіусу серединної поверхні оболонки, які можуть становити 1/10-1/100.

Одними із основних параметрів, які визначають рівень експлуатаційних і екстремальних навантажень при проектуванні занурюваних апаратів приймають ϵ величини тиску, при яких виникають деформації пластичності – Q_p і відбувається втрата несучої здатності – Q_k . Ці величини, не можуть бути розраховані на основі теорії тонких оболонок канонічної форми і потребують розробки методів розрахунку складених оболонок середньої товщини. Їх розрахунки не можуть обмежуватись лінійною пружною постановкою і потребують інформації про рівень розвитку незворотніх деформацій і впливу геометричної нелінійності на величину критичних навантажень.

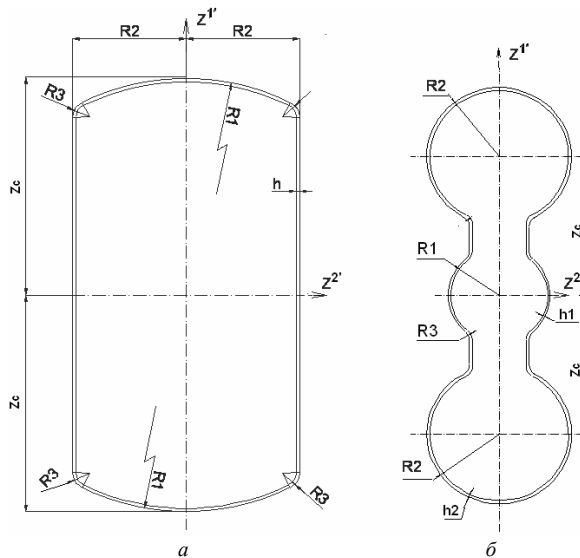


Рис. 1

Суттєвий вплив на результати розрахунку окремих несучих елементів таких, як кришки люків з масивними підкріплюючими шарами (рис. 2,а) і пружними опорними прокладками (рис. 2,б) призводить до необхідності розгляду в межах однієї розрахункової схеми вісесиметричних тіл складної структури, що включають поєднання масивних і тонкостінних складових. Це потребує створення бібліотеки відповідних скінчених елементів.

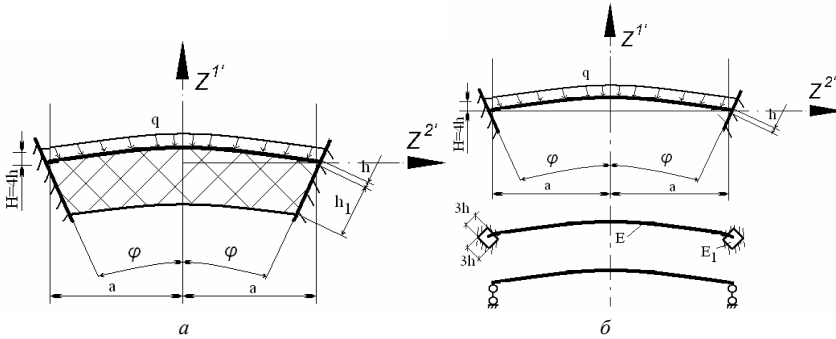


Рис. 2

Таким чином, дослідження несучої здатності і закритичної поведінки перелічених вище об'єктів потребує розробки методики розрахунку оболонок середньої товщини і комбінованих об'єктів складної структури з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності

2. Вихідні співвідношення. Зв'язок між напруженнями і деформаціями прийнято в рамках теорії пластичної течії [4].

При наявності незворотних деформацій пластичності приращення повних деформацій $d\varepsilon_{ij}$, обумовлених переходом від проміжної відрахункової конфігурації до актуальної, може бути подане сумою приращень пружних деформацій $d\varepsilon_{ij}^e$, приращень деформацій пластичності $d\varepsilon_{ij}^p$, тобто:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p. \quad (1)$$

Матеріал пластично нестисливий і зміна його об'єму лінійно-пружна:

$$\varepsilon_{ii}^p = 0, \quad \varepsilon_{ii} = \varepsilon_{ii}^e. \quad (2)$$

Передбачається, що пружні деформації є малими. Повні напруження σ^{ij} визначаються через компоненти тензора пружних констант відповідно до узагальненого закону Гука [2]:

$$\sigma^{ij} = C^{ijkl} \varepsilon_{kl}^e. \quad (3)$$

Для ізотропного тіла тензор пружних констант C^{ijkl} визначається через коефіцієнти Ляме λ та μ :

$$C^{ijkl} = \mu (g^{jl} g^{ik} + g^{il} g^{jk}) + \lambda g^{ij} g^{kl}, \quad (4)$$

які можуть бути подані через коефіцієнт Пуассона ν і модуль пружності матеріалу (модуль Юнга) E :

$$\lambda = \frac{Ev}{(1-2\nu)(1+\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (5)$$

При наявності деформацій пластичності зв'язок між напруженнями і деформаціями визначається співвідношеннями теорії пластичної течії для ізотропного зміцнення матеріалу [4]. Область пружних деформацій обмежена поверхнею течії, рівняння якої в просторі напружень має вигляд:

$$f_p(\sigma^{ij}, \mathcal{G}_p) = 0, \quad (6)$$

де $\mathcal{G}_p = \int_{\varepsilon_{ij}^p} \sqrt{\frac{2}{3}} d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon_{ij}^p$ – параметр зміцнення Одквіста.

У відповідності до асоційованого закону пластичної течії, пластичні деформації розвиваються по нормалі до поверхні течії:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda_p \frac{\partial f_p}{\partial s^{ij}} = d\lambda_p s_{ij}, \quad (7)$$

де f_p – функція текучості; $s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0 \delta_{ij}$ – компоненти дівіатора напружень, а $\sigma_0 = \sigma^{ij} g_{ij} / 3$.

Для ізотропного зміцнюваного матеріалу при умові текучості Мізеса поверхня текучості описується рівнянням:

$$f_p = \frac{1}{2} s_{ij} s^{ij} - \tau_s^2(\mathcal{G}_p) = 0, \quad (8)$$

де $\tau_s(\mathcal{G}_p)$ – межа течії при чистому зсуві, яка є функцією параметра зміцнення Одквіста.

Виконуючи диференціювання виразу (3), встановлюємо взаємозв'язок між прирощеннями напружень і прирощеннями пружних деформацій в актуальній конфігурації:

$$d\sigma^{ij} = \left[\mu (g^{jl} g^{ik} + g^{il} g^{jk}) + \lambda g^{ij} g^{kl} \right] d\varepsilon_{kl}^e. \quad (9)$$

Для визначення зв'язку між прирощеннями напружень і деформацій при наявності пластичності запишемо рівняння:

$$d f_p = \frac{\partial f_p}{\partial s^{ij}} ds^{ij} + \frac{\partial f_p}{\partial \mathcal{G}_p} d \mathcal{G}_p = 0. \quad (10)$$

Для прийнятої поверхні течії (2.8) маємо:

$$d f_p = s_{ij} ds^{ij} - 2\tau_s \frac{\partial \tau_s}{\partial \mathcal{G}_p} = 0. \quad (11)$$

Приймаючи до уваги, що $s_{ij}ds^{ij} = s_{ij}d\sigma^{ij}$, а прирощення компонент тензора напружень:

$$d\sigma^{ij} = C^{ijkl} (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p), \quad (12)$$

перепишемо рівняння (11) у вигляді:

$$S_{ij} [C^{ijkl} (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p)] = 2\tau_s \frac{\partial \tau_s}{\partial \vartheta_p} \frac{\sqrt{2d\varepsilon_{ij}^p \varepsilon_{ij}^p}}{\sqrt{3}}. \quad (13)$$

Виразивши в (13) прирощення пластичних деформацій через компоненти девіатора напружень у відповідності з (7):

$$S_{ij} C^{ijkl} d\varepsilon_{kl} = \left(S_{ij} C^{ijkl} S_{kl} + \frac{4}{\sqrt{3}} \tau_s^2 \frac{\partial \tau_s}{\partial \vartheta_p} \right) d\lambda_p, \quad (14)$$

і врахувавши, що для ізотропного матеріалу $S_{ij} C^{ijkl} = 2GS^{kl}$, де G – модуль зсуву, знайдемо невизначений множник $d\lambda_p$:

$$d\lambda_p = \frac{S_{ij} C^{ijkl} d\varepsilon_{kl}}{\gamma^p}, \quad (15)$$

де

$$\gamma_p = 4\tau_s^2 \left(G + \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\partial \tau_s}{\partial \vartheta_p} \right). \quad (16)$$

Виключивши прирощення пластичних деформацій в виразі (12), напишемо зв'язок між прирощенням напружень і деформацій у вигляді:

$$d\sigma^{ij} = C_e^{ijkl} d\varepsilon_{kl}, \quad (17)$$

де

$$C_e^{ijkl} = C^{ijkl} - \frac{4G^2 S^{ij} S^{kl}}{\gamma_p}. \quad (18)$$

Тут C_e^{ijkl} – тензор миттєвих жорсткостей пружно-пластичного матеріалу.

Зв'язок між деформаціями і переміщеннями визначається співвідношеннями [5]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\alpha\beta} &= \frac{1}{2} \left(z_{,\alpha}^{v'} u_{,\beta}^{v'} + z_{,\beta}^{v'} u_{,\alpha}^{v'} + u_{,\alpha}^{v'} u_{,\beta}^{v'} \right), \\ \varepsilon_{33} &= \frac{1}{2} \left(2z^{2'} u^{2'} + (u^{2'})^2 \right). \end{aligned} \quad (19)$$

Лінійний тензор деформацій обчислюємо за формулою:

$$\varepsilon_{\alpha\beta}^{\wedge} = \frac{1}{2} \left(z_{,\alpha}^{V'} u_{,\beta}^{V'} + z_{,\beta}^{V'} u_{,\alpha}^{V'} \right),$$

$$\varepsilon_{33}^{\wedge} = z'^2 u'^2. \quad (20)$$

Висновок: Таким чином наведені вихідні співвідношення дозволяють отримати розв'язувальні вирази МСЕ для виконання розрахунків тонкостінних, масивних і комбінованих тіл з єдиних позицій просторової задачі теорії пластичної течії з урахуванням геометричної нелінійності.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Баженов В.А.* Стійкість і власні коливання неоднорідних оболонок з урахуванням напруженого стану. / В.А. Баженов, О.П. Кривенко, А.Д. Легостаєв // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2015. - Вип.95. – С. 96-113
2. *Блох В. И.* Теория упругости / В. И. Блох. – Х. : Изд. Харьковск. Гос. Университета, 1964. – 484 с.
3. *Гуляр О.І.* Алгоритм розв'язання вісесиметричних задач нестационарної теплопровідності / О.І. Гуляр, С.О. Пискунов, Ю.В. Максим'юк, В.П. Андрієвський // Опір матеріалів і теорія споруд. - 2015. – Вип. 95. – С. 64-72.
4. *Качанов Л.М.* Основы теории пластичности. – М.: Физматгиз, 1960. – 456 с.
5. *Лурье А.И.* Нелинейная теория упругости/ А. И. Лурье. – М. : Наука, 1980. – 512 с.
6. *Максим'юк Ю.В.* Вплив урахування геометричної нелінійності на величину розрахункового ресурсу хвостовика лопатки ГТУ. / Ю.В. Максим'юк, В.П. Андрієвський, О.І. Гуляр, С.О. Пискунов // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2010. - Вип.85. – С. 54-62.
7. *Пискунов С.О.* Алгоритм розв'язання геометрично нелінійної задачі в'язкопружнопластичного деформування двовимірних тіл. / С.О. Пискунов, О.І. Гуляр, Ю.В. Максим'юк // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2009. - Вип.83. – С. 44-62.

REFERENCES

1. *Bazhenov V.A.* Stability and natural oscillations heterogeneous membranes based stress state. / V.A. Bazhenov, A.P. Krivenko, A.D. Legostaev // Opir materialiv i teoriya sporud. 2015. - Vip.95. - S. 96-113
2. *Bloh V. I.* Teoriya uprugosti / V.I. Bloh. - H.: Izd. Harkovs. Gos. Universiteta, 1964. - 484 s.
3. *Gulyar O.I.* Algorithm rozv'yazannya vlesimetrichnih zadach nestatsionarnoyi teploprovodnosti / O.I. Gulyar, S.O. Piskunov, Yu. V. Maksim'yuk, V.P. Andrievskiy // Opir materialiv i teoriya sporud. 2015. – Vip. 95. – S. 64-72
4. *Kachanov L.M.* Fundamentals of the theory of plasticity. - M.: Fizmatgiz, 1960. - 456s.
5. *Lurie A.I.* Nonlinear Elasticity Theory / A.I. Lurie. - Moscow: Nauka, 1980. - 512s.
6. *Maksim'yuk Yu.V.* Vpliv urahuvannya geometrichnoi neliniynosti on the value of the resource rozrahunkovogo GTU shank blades. / Yu.V. Maksim'yuk, V.P. Andrievsky, O.I. Gulyar, S.O. Piskunov // Opir materialiv i teoriya sporud.2010. - Vip.85. - S. 54-62.
7. *Piskunov S.O.* Algorithm rozv'yazannya geometrichno neliniynoi zadachi v'yazkopruzhnoplastichnogo deformuvannya dvovimirnih til. / S.O. Piskunov, O.I. Gulyar, Yu.V. Maksim'yuk // Opir materialiv i teoriya sporud. 2009. - Vip.83. - P. 44-62

Maksimyuk Yu.

STATEMENT OF THE PROBLEM OF EFFECT OF GEOMETRIC NONLINEARITY ON LOAD CAPACITY AND SUPERCRITICAL BEHAVIOUR OF THIN-WALL AND COMBINED AXISYMMETRICAL BODIES

The paper describes the setting of the problem for determining of the bearing capacity and the supercritical behavior of thin-walled and combined axisymmetrical bodies, taking into account geometric nonlinearity. Submersible vehicles of various purposes and their constructive elements are typical examples of such an object. These include rescue devices, refueling cylinders, manhole covers with supportive massive thick-walled layers. The structural features of these objects are the need to combine within the meridional cross section of spherical, cylindrical and toroidal elements with different ratios of wall thickness and radius of the median surface of the shell. Significant influence on the calculation results of some bearing elements such as manhole covers with massive reinforcing layers and elastic support linings leads to the need to consider within the framework of one calculation scheme of axisymmetric bodies of complex structure, which include a combination of massive and thin-walled components. This requires creation of a corresponding finite elements library. Definition of critical pressure values at which plastic deformation arises or bearing capacity loss is realized can not be fulfilled on the basis of the theory of thin shells of a canonical form and requires the development of calculating methods for composite shells of medium thickness. Their calculations can not be limited by a linear elastic setting and need information about the level of development of irreversible deformations and the influence of geometric nonlinearity on the of critical load value. The correlation between the theory of plastic flow and the nonlinear theory of elasticity is taken as the output. The connection between stresses and deformations is taken within the framework of the theory of plastic flow. Relationships between deformations and displacements regarding geometrical nonlinearity are formulated.

Keywords: geometric nonlinearity, thin-wall and combined axially symmetric body, supercritical behavior, bearing capacity, the theory of plastic flow, nonlinear theory of elasticity.

Максимюк Ю.В.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ О ВЛИЯНИИ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ И ЗАКРИТИЧЕСКОЕ ПОВЕДЕНИЕ ТОНКОСТЕННЫХ И КОМБИНИРОВАННЫХ ОСЕСИММЕТРИЧНЫХ ТЕЛ

В работе изложены постановку задачи для определения несущей способности и закритических поведения тонкостенных и комбинированных осесимметричных тел с учетом геометрической нелинейности. Описанный класс объектов, для которых необходим данный расчет. Приведены исходные соотношения теории пластического течения и нелинейной теории упругости.

Ключевые слова: геометрическая нелинейность, тонкостенные и комбинированные осесимметричные тела, закритическое поведение, несущая способность, теория пластического течения, нелинейная теория упругости.

УДК 539.3

Максим'юк Ю.В.

Постановка задачі про вплив геометричної нелінійності на несучу здатність і закритичну поведінку тонкостінних та комбінованих вісесиметричних тіл // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 183-190.

В роботі викладено постановку задачі для визначення несучої здатності і закритичної поведінки тонкостінних та комбінованих вісесиметричних тіл з урахуванням геометричної нелінійності.

Табл. 0. Лл. 2. Бібліогр. 6 назв.

UDC 539.3

Maksimyuk Yu.

Statement of the problem of effect of geometric nonlinearity on load capacity and supercritical behaviour of thin-wall and combined axisymmetrical bodies// Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue 97. – P. 183-190.

This paper describes the formulation of the problem of bearing capacity determination and supercritical behavior of thin-wall and combined axisymmetrical bodies considering geometric nonlinearity.

Table 0. Fig. 2. Ref. 6.

УДК 539.3

Максимюк Ю.В.

Постановка задачі о влиянии геометрической нелинейности на несущую способность и закритическое поведение тонкостенных и комбинированных осесимметричных тел // Сопrotивление материалов и теория сооружений. – 2016. – Вип. 97. – С. 183-190.

В работе изложены постановку задачи для определения несущей способности и закритических поведения тонкостенных и комбинированных осесимметричных тел с учетом геометрической нелинейности.

Табл. 0. Рис. 2. Библиогр. 6 назв.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри будівельної механіки КНУБА МАКСИМ'ЮК Юрій Всеволодович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Максим'юк Юрій Всеволодович.

Адреса домашня: Україна, м. Київ, вул. Кривоноса Максима, 6, кв. 322/3.

Роб. тел. +38(044) 241-5538;

мобільний тел.: +38(067) 2309472;

E-mail – maximyuk@ukr.net

УДК 539.3

ПОСТАНОВКА ДВОВИМІРНИХ ЗАДАЧ ДЕФОРМУВАННЯ І КОНТИНУАЛЬНОГО РУЙНУВАННЯ В НЕОДНОРІДНОМУ ТЕМПЕРАТУРНОМУ ПОЛІ

С.О. Пискунов¹,

д-р техн. наук, професор, професор кафедри будівельної механіки

В.В. Валер¹,

аспірант кафедри будівельної механіки

¹Київський національний університет будівництва і архітектури

Наведені вихідні співвідношення задачі термов'язкопружнопластичності і континуального руйнування, застосовуючи теорію Ю.М. Работнова. Наведений опис косокутного універсального скінченного елемента для моделювання плоских об'єктів. На основі розв'язку тестових задач, доведена достовірність результатів, отриманих на основі універсального СЕ для задач термов'язкопружнопластичності.

Ключові слова: термов'язкопружнопластичність, моментна схема скінчених елементів, універсальний скінчений елемент, плоскі двовимірні тіла, вісесиметричні плоскі тіла.

Вступ. Значна частина елементів відповідальних конструкцій різних галузей техніки (енергетики, транспортного машинобудування та інших) являє собою просторові тіла. В процесі експлуатації вони зазнають складних зовнішніх впливів, зокрема тривалого довільно розподіленого у просторі силового навантаження при наявності високих температур. У таких умовах характерним є виникнення незворотних деформацій повзучості, а також зміння механічних властивостей матеріалу, що обумовлює знеміцнення матеріалу і подальшу втрату несучої здатності конструкції. В багатьох випадках конфігурація об'єктів і характер прикладання зовнішніх навантажень дозволяє розглядати їх як двовимірні плоскі або вісесиметричні тіла. Визначення їх несучої здатності потребує розв'язання нелінійних задач із визначення напружено-деформованого стану при певному розподіленні температур в межах об'єкту, визначеному, зокрема на основі розв'язку задачі нестационарної теплопровідності.

1. Вихідні співвідношення. При наявності незворотних деформацій пластичності і повзучості зв'язок між напруженнями і деформаціями визначається на основі співвідношень теорії пластичного течіння і теорії зміцнення [2]. В цьому випадку прирощення повних деформацій $d\epsilon_{ij}$ може бути подане сумою прирощень пружних деформацій $d\epsilon_{ij}^e$,

прирощень деформацій пластичності $d\varepsilon_{ij}^p$ і прирощень деформацій повзучості $d\varepsilon_{ij}^c$, також температурних $d\varepsilon_{ij}^t$:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p + d\varepsilon_{ij}^c + d\varepsilon_{ij}^t. \quad (1)$$

Передбачається, що пружні деформації є малими. Повні напруження σ^{ij} визначаються через компоненти тензора пружних деформацій відповідно до узагальненого закону Гука:

$$\sigma^{ij} = C^{ijkl} \varepsilon_{kl}^e = [\mu(g^{jl}g^{ik} + g^{il}g^{jk}) + \lambda \cdot g^{ij}g^{kl}], \quad (2)$$

де коефіцієнти Ляме λ та μ визначаються через коефіцієнт Пуассона $\nu = \nu(z^i, T)$ і модуль пружності матеріалу (модуль Юнга) $E = E(z^i, T)$, що залежать від температури T :

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3)$$

Температурні деформації малі і визначаються формулою:

$$\varepsilon_{ij}^t = \beta^t T g^{ij}, \quad (4)$$

де $\beta^t = \beta^t(T)$ – коефіцієнт лінійного температурного розширення.

Прирощення пластичних деформацій визначається згідно з асоційованим законом:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda_p \frac{\partial f_p}{\partial s^{ij}} = \lambda_p s_{ij}, \quad (5)$$

де $f_p = \frac{1}{2} s_{ij} s^{ij} - [\tau_s(\vartheta_p, T)]^2 = 0$ – функція текучості; $s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_0 \delta_{ij}$ – компоненти девіатора напружень; $\sigma_0 = \sigma_{ii}$, $\tau_s(\vartheta_p, T)$ – межа текучості при чистому зсуві; $\vartheta_p = \int_{\varepsilon_{ij}^p} \sqrt{\frac{2}{3} d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon^{ijp}}$ – параметр зміцнення Одквіста.

Прирощення деформацій повзучості визначаються на основі теорії зміцнення:

$$d\varepsilon_{ij}^c = \lambda_c \frac{\partial f_c}{\partial s^{ij}} = \lambda_c s_{ij} \quad (6)$$

де $f_c = \frac{3}{2} s_{ij} s^{ij} - [\sigma_i(\vartheta_c, T, \xi_c^i, \omega)]^2 = 0$ – функція, що визначає поверхню повзучості, σ_i – межа текучості при чистому зсуві; $\vartheta_c = \int_{\varepsilon_{ij}^c} \sqrt{\frac{2}{3} d\varepsilon_{ij}^c d\varepsilon^{ijc}}$ –

параметр зміцнення Одквіста; ξ_c^i - інтенсивність швидкостей деформацій повзучості; ω - параметр пошкодженості, при чому $0 \leq \omega \leq 1$.

Зазначене рівняння може бути конкретизоване, наприклад, із застосуванням теорії накопичення пошкоджень Ю.М. Работнова [4]:

$$\xi_c^i = D \left(\frac{\sigma_i}{1-\omega} \right)^m, \tag{7}$$

або іншими рівняннями, що враховують наявність пошкодженості матеріалу.

Для здійснення опису деформування матеріалу в умовах повзучості, рівняння (7) або необхідно доповнити рівнянням, що описує зміни параметра пошкодженості з часом:

$$\frac{d\omega}{dt} = C \left[\frac{\sigma_e}{1-\omega^r} \right]^m \frac{1}{(1-\omega)^q} \omega^\beta, \tag{8}$$

де C, m, q, r, β - константи матеріалу.

2. Косокутний універсальний скінченний елемент. Для вісесиметричних та плоско-деформованих тіл використовуються скінченні елементи (СЕ), що являють собою чотирикутники довільної форми. Кожному СЕ у відповідність поставлена місцева криволінійна система координат x^i , яка пов'язана з геометрією елемента так, що осі x^1 і x^2 спрямовані вздовж сторін поперечного перетину СЕ (рис. 1).

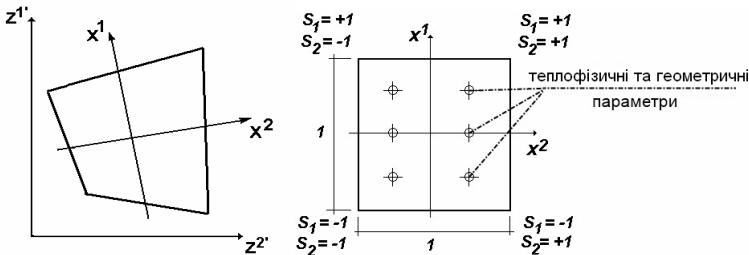


Рис. 1. Косокутний універсальний СЕ

Розподіл переміщень (9) і температури (10) у межах поперечного перетину СЕ описується білінійним законом:

$$u_m' = \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} u_m'(S_1 S_2) \left(\frac{1}{2} S_1 x^1 + \frac{1}{2} S_2 x^2 + S_1 S_2 x^1 x^2 + \frac{1}{4} \right), \tag{9}$$

$$T = \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} T_{(S_1 S_2)} \left(\frac{1}{2} S_1 x^1 + \frac{1}{2} S_2 x^2 + S_1 S_2 x^1 x^2 + \frac{1}{4} \right), \tag{10}$$

де $u_m(S_1S_2)$ і $T_{(S_1S_2)}$ - вузлові значення переміщень і температури відповідно, що подані компонентами в базисній системі координат; S_1 і S_2 - координати, що визначають розташування вузлів відносно центру поперечного перетину елемента в місцевій системі координат x^i .

Для виводу матриці жорсткості скінченного елемента використана моментна схема МСЕ і варіаційний принцип Лагранжа [4]. Застосування моментної схеми скінчених елементів (МССЕ) [8] дозволяє істотно підвищити ефективність чисельного дослідження комбінованих просторових конструкцій на основі МСЕ. Окрім того, МССЕ забезпечує відсутність деформацій при зміщенні тіла, як жорсткого цілого, а також усуває явище “хибного зсуву”, що виникає при розрахунку тонкостінних конструкцій за допомогою просторових СЕ.

Опис процесу деформування здійснюється відповідно до варіаційного принципу Лагранжа. Рівняння рівноваги системи, що складається з N СЕ, які апроксимують досліджуваній об’єкт, має вигляд:

$$\sum_{n=1}^N (\delta W_n - \delta A_n) = 0. \quad (11)$$

Детальний опис і виведення матриці жорсткості наведений в [3]

3. Алгоритм розв’язання нелінійних задач і визначення параметрів напружено-деформованого стану. Моделювання еволюційного характеру процесу деформування в умовах повзучості здійснюється на основі дискретних кроків за параметром часу. На кожному кроці для розв’язання систем нелінійних рівнянь МСЕ використовується метод Ньютона-Канторовича.

$$\{ \Delta u_l \}_n^m = \{ \Delta u_l \}_{n-1}^m + \beta [K_{ll}]^{-1} \left(\{ Q_l \}_n^m - \{ R_l \}_n^m \right), \quad (12)$$

Вектор вузлових реакцій $\{ R_l \}_n^m$, обчислений за величинами повних напружень σ^{ij} , змінення яких відбуваються внаслідок прирощення навантаження і відповідного нелінійного деформування матеріалу.

Обчислення температурних деформацій ($\epsilon_{ij}^T = \alpha_T \Delta T g_{ij}$, $\alpha_T = \alpha_T(z^{k'}, T)$ - коефіцієнт лінійного розширення матеріалу) здійснюється в термінах фізичних величин.

В загальному випадку на кожному кроці розв’язання задачі на першому етапі проводиться визначення напружено-деформованого стану в припущенні пружного деформування (розв’язання лінійної задачі). Отримані напруження перевіряються за умовою наявності пластичного деформування

$\tau > \tau_s$, де τ_s – поточне значення межі текучості. При виконанні цієї умови у відповідних точках конструкції проводиться визначення напружено-деформованого стану, яке пов'язано із прирошенням миттєвих деформацій пластичності. Після цього з урахуванням прирошення часу на кроці проводиться визначення напружено-деформованого стану з урахуванням перебігу процесу повзучості.

На початку кожної ітерації n кроку m компоненти тензора напружень σ_{ij} обчислюються за формулою:

$$(\sigma_{ij})_n = (\sigma_{ij})_{n-1} + (\Delta\sigma_{ij})_n, \quad (13)$$

де $(\Delta\sigma_{ij})_n$ – прирошення напружень, які визначаються згідно з законом Гука за величиною прирошення повних деформацій.

Дійсні значення напружень $(\bar{\sigma}_{ij})_n^m$, що використовуються для визначення компонент вектора вузлових реакцій $\{R\}_n^m$, обчислюються із урахуванням прирошення нелінійних деформацій пластичності або повзучості.

При обчислення напружень при наявності деформацій пластичності здійснюється на основі методики Уїлкінса:

$$(\bar{\sigma}_{ij})_n^m = \frac{1}{3} \delta^{ij} (\sigma_{ij})_n^m + (\bar{s}^{ij})_n^m = (\sigma_o)_n^m + (s^{ij})_n^m \frac{\tau_s(\vartheta, T)}{\tau}, \quad (14)$$

s_{ij} – компоненти девіатора напружень; $\tau_s(\vartheta, T)$ і $\tau = \sqrt{s_{ij}s^{ij}/2}$ – поточні величина межі текучості матеріалу і значення інтенсивності дотичних напружень.

Обчислення напружень при наявності деформацій повзучості здійснюється з урахуванням поточних значень деформацій повзучості:

$$(\bar{\sigma}_{ij})_n^m = \frac{1}{3} \delta^{ij} (\sigma_{ij})_n^m + (\bar{s}^{ij})_n^m = (\sigma_o)_n^m + \left[(s^{ij})_n^m - G_1 (\Delta \varepsilon_{ij}^c)_n^m \right], \quad (15)$$

де $(\Delta \varepsilon_{ij}^c)_n^m = (\xi_{ij}^c)_n^m \Delta t_m$, $(\xi_{ij}^c)_n^m = \frac{3}{2} \left[\xi_i^c \right]_n^m \frac{(s_{ij})_n^m}{(\sigma_i)_m^m}$, $G_1 = E / (1 - 2\nu)$.

В разі виконання умови збіжності ітераційного процесу із використанням отриманих на останній ітерації кроку напружень проводиться обчислення значень накопичених деформацій повзучості $(\varepsilon_{ij}^c)_m$ і пошкоженості ω_m :

$$(\varepsilon_{ij}^c)_m = (\varepsilon_{ij}^c)_{m-1} + (\xi_{ij}^c)_m \Delta t_m, \quad \omega_m = \omega_{m-1} + \left(\frac{d\omega}{dt} \right)_m \Delta t_m, \quad (16)$$

де $(\xi_{ij}^c)_m$ обчислюється відповідно до використовуваних законів стану матеріалу, а $\left(\frac{d\omega}{dt}\right)_m$ – відповідно до виразів (8). Формули (14), (15), (16) є інваріантними щодо конкретизованого вигляду зазначених рівнянь повзучості.

У кінці кожного кроку для всіх точок тіла здійснюється перевірка умови локальної втрати несучої здатності матеріалу:

$$\omega > \omega^*, \quad (17)$$

де ω^* – критичне значення параметра пошкоженості, що відповідає моменту руйнування матеріалу, $\omega^* = 1$ [4].

4. Тестові задачі. Достовірність розв'язків отримуваних із використанням викладених співвідношень і алгоритмів при двовісному вісесиметричному і плоскому напружено-деформованому стані показана на декількох тестових задачах.

Термопружне деформування товстостінної труби. Для достовірності визначення напружено деформованого стану при температурному навантаженні навантаженні розглянуто деформування товстостінної труби нерівномірно нагрітої вздовж радіусу r (рис. 2) [5].

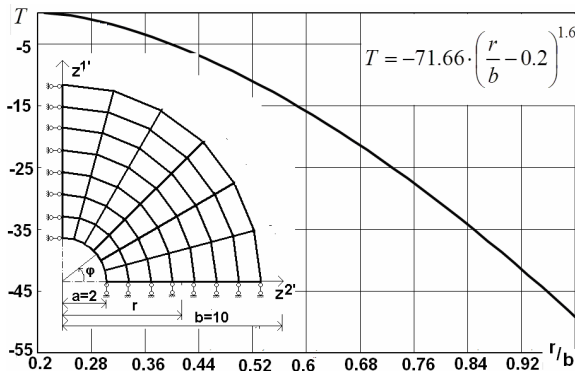


Рис. 2. Дискретна модель і закон зміни температури вздовж радіусу

Розв'язок задачі здійснювався при наступних значеннях фізико-механічних характеристик матеріалу: коефіцієнт Пуассона $\nu = 0.3$, коефіцієнт лінійного теплового розширення $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-4} \text{ grad}^{-1}$. Модель пружності залежить від температури, $E = 10^3 \cdot e^{-0.04606T}$,

Розрахунок задачі за допомогою МСЕ виконаний в умовах плоскої деформації. Результати розрахунків представлені на рис. 3 в вигляді епюр

радіальних σ_r , і колових σ_ϕ напружень. Як видно, отримані результати повністю збігаються із еталонним розв'язком, отриманим в роботі [5].

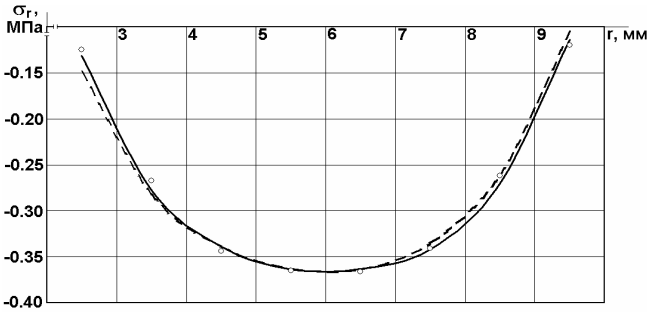


Рис. 3. Радіальні напруження σ_r в товстостінній трубі

Деформування товстостінної труби в умовах пластичності.

Проведено визначення напружено-деформованого і внутрішнього радіуса r_p зони пластичності в товстостінній трубі під впливом внутрішнього тиску. Отримані величини r_p при різних величинах навантаження p збігаються із наведеними в [6] (рис.4).

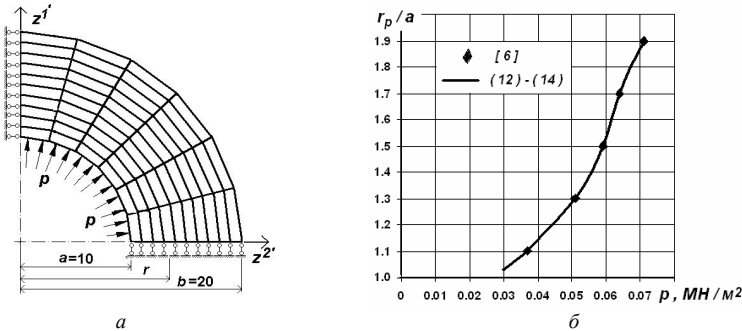


Рис. 4. Дискретна модель (а) і зони пластичності по товщині стінки (б)

Деформування товстостінної труби в умовах повзучості.

Розглянемо товстостінну трубу, для опису процесу деформування матеріалу якої при наявності зон руйнування використані рівняння вигляду, де застосований параметр пошкодженості:

$$\frac{d\varepsilon_{ic}}{d\tau} = B \left(\frac{\sigma_i}{1-\omega} \right)^{k_1}, \quad \frac{d\omega}{d\tau} = D \left(\frac{\sigma_\theta}{1-\omega} \right)^{k_2}$$

Також відповідно до роботи [1] прийнято: $b/a = 2/1$, $p = 0,405 \text{ МПа}$, модуль пружності матеріалу $E = 1 \text{ МПа}$.

Для зручності обчислень в роботі [1] розв'язувальна система рівнянь зведена до безрозмірного вигляду. До розгляду запроваджений безрозмірний час:

$$\tau = E \sigma_0^{n-1} \int_t B dt = EB \sigma_0^{n-1} t,$$

де σ_0 – нормівне напруження; $\tau_0 = 1$ відповідає $t = 0,00000625 \text{ год}$, а еталонна величина часу до початку руйнування товстостінної труби $\tau_{руйін} = 248 - t_{руйін} = 0,015625 \text{ год}$.

Розрахунок виконаний із використанням вісесиметричної (рис. 5) та плоскої (рис. 4,а) дискретних моделей. Отримані в результаті розв'язку залежності зміни величини параметра пошкодженості матеріалу від часу (рис. 5) збігаються з наведеними в роботі [1] протягом всього процесу деформування.

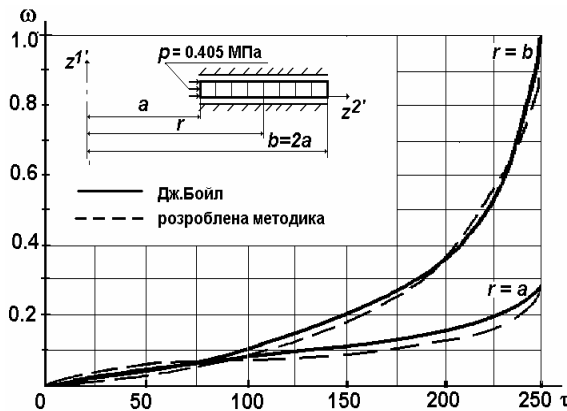


Рис. 5. Розрахункова схема труби і зміна параметру пошкодженості в часі

Розтяг прямокутної пластини з вирізом в умовах повзучості.

Розглянута прямокутна пластинка з вирізом, яка знаходиться під впливом постійного розтягуючого навантаження $q = 70 \text{ МПа}$. Для опису властивостей матеріалу в умовах повзучості застосовані дані рівняння:

$$\frac{d\epsilon_{ijc}}{dt} = \frac{3}{2} A \left(\frac{\sigma_i}{1-\omega} \right)^n \frac{s_{ij}}{\sigma_i} t^m, \quad \frac{d\omega}{dt} = B \left[\frac{(1-\alpha)\sigma_i + \alpha\sigma_1}{1-\omega} \right]^\varphi.$$

Отримані результати для деформування без врахування впливу деформацій пластичності збігаються із поданими у роботі [7]. На протязі

усього процесу деформування досліджено збіжність інтенсивності нормальних напружень та параметру пошкодженості матеріалу (рис. 6).

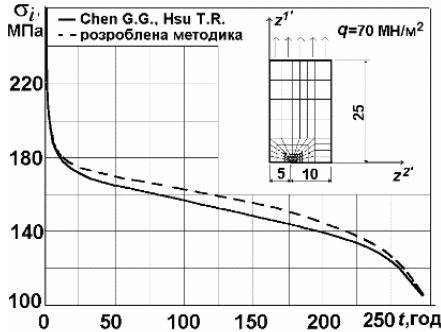


Рис. 6. Розрахункова схема пластини і зміна інтенсивності нормальних напружень в часі

Висновки. Таким чином використані вихідні співвідношення, засоби скінченноелементної дискретизації і алгоритми дозволяють проводити визначення напружено-деформованого стану в умовах термов'язкопружнопластичного деформування двовимірних задачах.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Бойл Дж., Спенс Дж.* Анализ напряжений в конструкциях при ползучести. – М.: Мир, 1976. – 360 с.
2. *Качанов Л.М.* Теория ползучести. – М.: Физматгиз, 1960. – 456 с.
3. *Максим'юк Ю.В.* Розрахункові співвідношення універсального скінченного елемента на основі моментної схеми скінчених елементів // Опір матеріалів і теорія споруд, № 94, 2015. – с. 244-253.
4. *Работнов Ю.Н.* Ползучесть элементов конструкций. – М.: Наука, 1966. – 732 с.
5. *Рассказов А.О.* Расчёт многослойной ортотропной полой оболочки методом конечных элементов / А. О. Рассказов // Прикл. механика. – 1978. – 14, № 8. – с. 51–56.
6. *Соколовский В.В.* Теория пластичности / В. В. Соколовский. – М.: Высш. шк., 1969. – 608 с.
7. *Chen G.G.* The role of plastic strains in creep crack growth / G. G. Chen. T. R. Hsu // Eng. Fracture Mechanics. – 1991. – Vol. 39. – № 3. – P. 493–506.

REFERENCES

1. *Boyle J., Spence J.* Analiz napryazheniy v konstruktsiyah pri polzuchesti (Stress analysis in structures under creep conditions). – М.: Mir, 1976. – 360 pp.
2. *Kachanov L.M.* Teoriya polzuchesti (Creep theory). – М.: Fizmatgiz, 1960. – 456 pp.
3. *Maksymyuk Y.V.* Rozrahunkovi spivvidnoshennya universalnogo skinchenogo elementa na osnovi momentnoyi shemi skinchenih elementiv (The calculated ratio of universal finite element based on moment schemes of finite elements) // Opir materialiv i teoriya sporud, Vol. 94, 2015. – pp. 244-253.

4. *Rabotnov Yu.N.* Polzuchest elementov konstruktsiy. (Creep of structural elements) – M.: Nauka, 1966. – 732 pp.
5. *Rasskazov A.O.* Raschyot mnogosloynnoy ortotropnoy pologoy obolochki metodom konechnykh elementov (Calculation of multilayer orthotropic shallow shell using finite element method) / A. O. Rasskazov // Prikl. mehanika.– 1978. – 14, Vol. 8. – pp. 51–56.
6. *Sokolovskiy V.V.* Teoriya plastichnosti (Plasticity theory) / V. V. Sokolovskiy. – M. : Vyssh. shk., 1969. – 608 pp.
7. *Chen G.G.* The role of plastic strains in creep crack growth / G. G. Chen. T. R. Hsu // Eng. Fracture Mechanics. – 1991. – Vol. 39. – № 3. – pp. 493–506.

Pyskunov S.O., Valer V.V.

FORMULATION OF TWODIMENSIONAL PROBLEMS OF DEFORMATION AND CONTINUAL FRACTURE IN NONHOMOGENOUS TEMPERATURE FIELD

The formulation of thermoviscoelastoplastic and continual fracture problems is considered. In the presence of irreversible strains of plasticity and creep, the relationship between stresses and strains is determined on the basis of the relations of the theory of plastic flow and the theory of strengthening. In this case, the increment of complete strains can be represented by the sum of increments of elastic, plastic, creep and temperature strains. Rabotnov's theory of damage accumulation is used to describe the creep process. The description of an oblique angled general finite element for modeling of flat objects is given. The distribution of displacements and temperature within the FE is described by the bilinear law. To derive a stiffness matrix of a finite element, we use the moment scheme of finite elements and the Lagrange variation principle. Application of the moment scheme of finite elements can significantly improve the efficiency of numerical study of combined spatial structures on the basis of FEM. The simulation of the evolutionary nature of the deformation process under creep conditions is based on the discrete steps of the time parameter. At each step, the Newton-Kantorovich method is used to solve the systems of non-linear equations of FEM. In the case of fulfilling the convergence condition of the iteration process using the obtained stresses at the last step of the iteration, the calculation of the values of accumulated creep strains and damage is performed. The condition of the local loss of the bearing capacity of the material is checked at the end of each step for all points of the body. The reliability of the results for two-axis axisymmetric and plane stress-strain state is shown on several test problems. Thus, the used initial relations, means of finite-element discretization and algorithms allow us to determine the stress-strain state under conditions of thermally elastic-plastic deformation in two-dimensional problems.

Key words: thermoviscoelastoplasticity, moment scheme of finite elements, general finite element, plane two-dimensional bodies, axisymmetrical plane bodies.

Пискунов С.О., Валер В.В.

ПОСТАНОВКА ДВУМЕРНЫХ ЗАДАЧ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И КONTИНУАЛЬНОГО РАЗРУШЕНИЯ В НЕОДНОРОДНОМ ТЕМПЕРАТУРНОМ ПОЛЕ

Приведены исходные соотношения задачи термовязкоупругопластичности и континуального разрушения, используя теорию Ю.М. Работнова. Приведено описание косоугольного универсального конечного элемента для моделирования плоских объектов. Основываясь на решении тестовых задач, доказана достоверность результатов, полученных основываясь на использовании универсального КЭ для задач термовязкоупругопластичности.

Ключевые слова: термовязкоупругопластичность, моментная схема конечных элементов, универсальный конечный элемент, плоские двумерные тела, осесимметричные плоские тела.

УДК 539.3

Пискунов С.О., Валер В.В. Постановка двовимірних задач деформування і континуального руйнування в неоднорідному температурному полі // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 191 – 201.

Розглядається постановка задач термов'язкопружнопластичності і континуального руйнування. Проводиться верифікація алгоритмів розв'язку на тестових задачах.

Л. б. Бібліогр. 7 назв.

Pyskunov S.O., Valer V.V. Formulation of twodimensional problems of deformation and continual fracture in nonhomogenous temperature field // Strength of materials and theory of structures. – 2016. – Issue 97. – P. 191 – 201. – Rus.

Formulation of thermoviscoelastoplastic and continual fracture problems is considered. Verification of calculation approaches is carried out based on test problems.

Пискунов С.О., Валер В.В. Постановка двумерных задач деформирования и континуального разрушения в неоднородном температурном поле // Сопроотивление материалов и теория сооружений. – 2016. – Вып. 97. – С. 191 – 201.

Рассматривается постановка задач термовязкоупругопластичности и континуального разрушения. Проводится верификация алгоритмов расчета на тестовых примерах.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): професор, доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки КНУБА Пискунов Сергій Олегович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Пискунов Сергій Олегович.

Адреса домашня: 03087, Україна, м. Київ, вул. Іскрівська б.3, кв.10

Роб. тел. +38(044) 245-55-55;

мобільний тел.: +38(050) 962-66-14.

E-mail s_piskunov@ua.fm

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): аспірант кафедри будівельної механіки ВАЛЕР Владислав Володимирович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, ВАЛЕРУ Владиславу Володимировичу.

Адреса домашня: 08720 Україна, м. Українка, вул. Енергетиків 3, ВАЛЕРУ Владиславу Володимировичу

Мобільний тел.: +38(066) 023-52-55.

E-mail valer.vladislav@gmail.com.

УДК 539.3

МОДАЛЬНИЙ АНАЛІЗ МОРСЬКИХ СТАЦІОНАРНИХ ПЛАТФОРМ НА ПАЛЯХ

С.В. Мицюк¹,
канд. техн. наук,

Р.М. Остапенко¹,

Д.О. Чернявський¹

¹*Київський національний університет будівництва і архітектури
Повітрофлотський просп., 31, м. Київ. 03680; e-mail: roma604@bigmir.net*

Проаналізовано вплив вибору розрахункових схем на динамічні показники кригостійких морських стаціонарних платформ. Показано, що врахування піддатливості пальових фундаментів та ґрунтової основи при динамічному розрахунку зі збільшенням глибини встановлення платформ приводить до зміни величин динамічних показників порівняно з «жорсткими» дискретними розрахунковими схемами, що, в свою чергу, впливає на напружено – деформований стан елементів платформ.

Ключові слова: морська стаціонарна платформа (МСП), піддатливість пальової основи, дискретні моделі МСП, динамічний розрахунок.

Вступ. В розвитку сучасного індустріального суспільства ведучу роль займають паливно-енергетичні ресурси та, в першу чергу, нафта і газ. Вичерпання найбільш доступних та багатих родовищ на суші, труднощі видобутку вуглеводнів у віддалених та неосвоєних районах викликають необхідність освоєння морських родовищ нафти і газу.

Для України пріоритетним завданням у цьому напрямку є освоєння континентального шельфу Чорного та Азовського морів.

Особливістю природно-кліматичних умов Азово-Чорноморського регіону є те, що поряд з незамерзаючими акваторіями присутні і замерзаючі – Азовське море та мілководні затоки у північно – західній частині Чорного моря. У суворі зими товщина крижаного покриву в Каркінітській затоці та Джарилгачській бухті Чорного моря досягає 60 см, у Азовському морі – 40...50 см.

Пошук та розробка нафтогазових родовищ на континентальному шельфі пов'язані з вирішенням складних науково – технічних задач по створенню засобів та методів ведення комплексу робіт по бурінню, видобутку та транспортуванню нафти і газу в морі. Успішне їх вирішення не може бути досягнуто без створення цілого ряду принципово нових технічних засобів, оснащених сучасним обладнанням, а також нових конструктивних форм, пристосованих для виконання робіт на морському шельфі.

Найбільш поширеними технічними засобами являються сталеві морські стаціонарні платформи (МСП), закріплені на морському дні за допомогою палей, які фіксують споруду від зсувних навантажень, викликаних вітром, хвилею, течією та рухом криги. При проектуванні таких споруд найбільш важким та відповідальним завданням є вибір оптимальних параметрів опорних блоків МСП, які повинні мати високу надійність поряд із забезпеченням достатньої реакції споруди на зовнішні навантаження. При цьому необхідно враховувати складність розрахунку напружено – деформованого стану (НДС) несучих конструкцій МСП та його залежність від гео-, гідро- та метеорологічних факторів, а також від різномірних зовнішніх впливів, технології транспортування та монтажу конструкції [1].

Постановка задачі. Метою дослідження є визначення впливу ряду важливих факторів на динамічний розрахунок кригостійких МСП. До них відносяться врахування піддатливості пальнової основи, врахування водного середовища при виконанні динамічного розрахунку споруди (приседнана маса водного середовища) та врахування впливу крижаного поля у вигляді додаткових в'язей, що імітують умови контакту споруди з крижаним полем.

Об'єктами дослідження вищеописаних факторів впливу є кригостійка МСП ТП-1 (далі – ТП-1), що встановлена на Східно - Казантипському родовищі в Азовському морі на глибині 12 м, та кригостійка глибоководна МСП (далі – ГМСП) для експлуатації в північних морях (глибина встановлення – 120 м), що перспективно може використовуватись в умовах Чорноморсько – Азовського шельфу.

ТП-1 та ГМСП представляють собою просторові комбіновані дискостержневі системи (рис. 1).

Палі, що закріплюють опорні блоки МСП до ґрунтової основи, виконані з сталевих труб діаметром 1220 мм з товщиною стінки 26 мм із забетонованою внутрішньою порожниною, заглиблені в донний ґрунт на глибину 50 м для ТП-1 та 100 м для ГМСП.

1. Дослідження впливу врахування піддатливості пальнової основи при динамічному розрахунку МСП та виконанні модального аналізу.

Для цього в інформаційному середовищі (ІС) програмно – обчислювального комплексу (ПОК) «StructureCAD 7.31 R4» (SCAD) були розроблені наступні дискретні моделі ТП-1 та ГМСП:

1. Дискретні моделі ТП-1 та ГМСП з врахуванням піддатливості пальнової основи та імітацією дії ґрунту через пружні в'язі (т.з. «піддатливі» моделі, рис. 1);
2. Дискретні моделі ТП-1 та ГМСП без врахування піддатливості пальнової основи (т.з. «жорсткі» моделі).

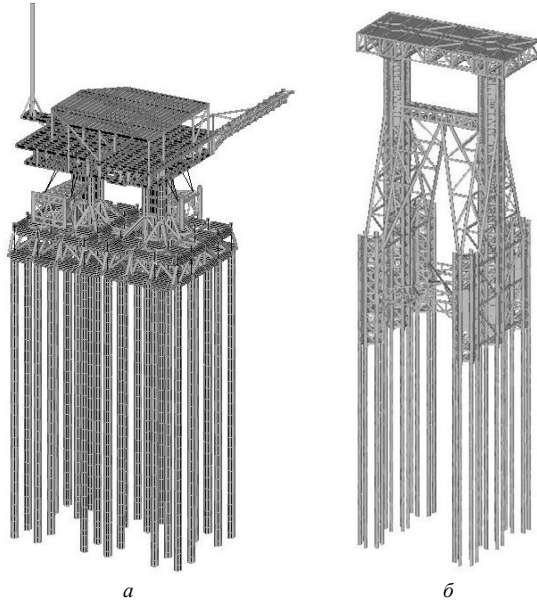


Рис. 1. Дискретні моделі МСП з врахуванням піддатливості пальової основи:
a – модель ТП-1; *б* – модель ГМСП

В «жорстких» моделях палі та ґрунтова основа були відкинуті, а самі платформи були жорстко прикріплені до абсолютно нерухомого диску.

Для моделювання елементів ТП-1 та ГМСП використовувались стандартні просторові стержневі скінчені елементи, а також прямокутні та трикутні скінчені елементи оболонки.

Для піддатливих дискретних моделей взаємодія основи та пальового фундаменту реалізована з використанням скінчених елементів, що моделюють пружний зв'язок між вузлами. Пружна ґрунтова основа під дією зовнішніх навантажень замінювалася системою безрозмірних зосереджених пружно - піддатливих в'язей, що дискретно моделюють опір ґрунту лінійним переміщенням палі і її закручуванню навколо поздовжньої осі. Дані в'язі утворюють спеціальні безрозмірні пружно - піддатливі опорні елементи, які з'єднують вузли стержневої скінченноелементної моделі палі з нерухомим абсолютно твердим опорним диском. Обчислення відповідних жорсткісних параметрів даних в'язей проводилось на основі геометричних параметрів ділянок, на які розбивалася паля, та визначених на основі польових та лабораторних випробувань ґрунту пружних параметрів ділянок k_t і k_n , що

характеризують пружний опір ґрунту зсувним переміщенням вздовж і навколо поздовжньої осі та переміщенням вздовж поперечних осей палі відповідно. Умови розбиття тіла палі на ділянки диктувалися шаруватою неоднорідною структурою реального масиву ґрунту, а також потребою забезпечення практичної точності дискретного моделювання пальового фундаменту моделей [3].

2. Дослідження впливу врахування приєднаної маси водного середовища у вигляді додаткових розподілених вузлових мас.

Врахування даного фактору є досить важливим при розрахунку МСП на динамічні навантаження, зокрема, на сейсмічні впливи, коли виникають сумісні коливання споруди з водним середовищем. Розрахунок системи «споруда – водне середовище» є задачею гідропружності. Вона може вирішуватися при достатньо загальних положеннях про характер руху МСП та водного середовища, але в загальному випадку такі рішення пов'язані зі значними математичними труднощами і тому в практичних розрахунках використовуються досить рідко. Та все ж при розгляді таких задач найбільш часто мають місце наступні вихідні припущення:

- коливання системи «споруда – водне середовище» передбачаються малими, через що рівняння коливань конструкції та механіки рідини можливо лінеаризувати;
- рідина вважається ідеальною, часто – нестискаємою;
- при визначенні приєднаних мас водного середовища поверхневі хвилі не враховуються;
- допускається при розрахунку системи «споруда – водне середовище» врахування піддатливості основи.

Визначення приєднаної маси водного середовища проводилось шляхом додавання до маси конструкції приєднаної маси рідини \bar{M} , що входить до маси рідини M_0 , витісненої зануреною частиною конструкції:

$$\bar{M} = \xi \cdot M_0 \quad [4].$$

Оскільки при динамічному розрахунку даних дискретних моделей ТП-1 і ГМСП розглядаються коливання пакетів стержнів, визначення коефіцієнту ξ проводилось за графіком $\xi = f(d/t)$ (рис. 2).

Згідно проекту відомчих будівельних норм [2], при розрахунку МСП на динамічні навантаження, зокрема сейсмічні впливи, необхідно враховувати дію крижаного поля в зимовий період у вигляді додаткових в'язей, що імітують умови контакту споруди з крижаним полем. Для реалізації даної умови в дискретних розрахункових моделях ТП-1 та ГМСП було додатково встановлено на рівні дії криги по периметру колон

опорні жорсткі в'язі, що стримують переміщення вузлів в двох ортогональних напрямках в горизонтальній площині.

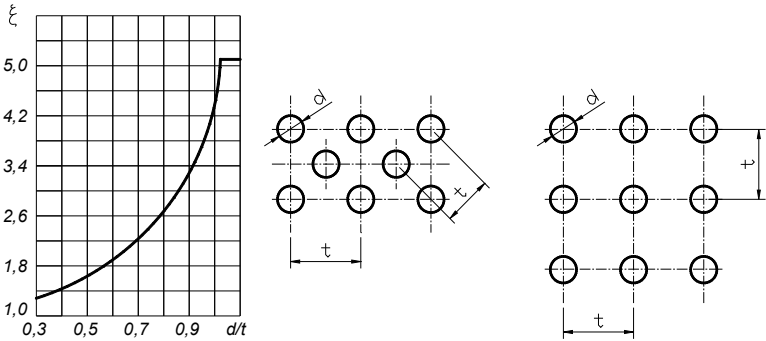


Рис. 2. Коефіцієнт ξ для визначення приєднаної маси рідини при коливанні пакетів стержнів

В результаті проведення модального аналізу дискретних моделей ТП-1 та ГМСП отримані значення періодів перших 10 власних форм коливань (табл. 1).

Таблиця 1

Значення періодів (T, c) перших десяти власних форм коливань дискретних моделей ТП-1 та ГМСП

№ форми	"Жорсткі" дискретні моделі			"Піддатливі" дискретні моделі		
	Без приєднаної маси води	З приєднаною масою води		Без приєднаної маси води	З приєднаною масою води	
		-	З додатковими в'язями від криги		-	З додатковими в'язями від криги
ТП-1						
1	0,890	0,890	0,885	0,893	0,894	0,884
2	0,812	0,812	0,812	0,813	0,813	0,812
3	0,662	0,696	0,658	0,718	0,725	0,658
4	0,459	0,459	0,429	0,492	0,538	0,429
5	0,317	0,317	0,279	0,436	0,536	0,279
6	0,291	0,291	0,270	0,382	0,473	0,270
7	0,270	0,270	0,220	0,340	0,424	0,262
8	0,226	0,226	0,219	0,271	0,302	0,220
9	0,182	0,183	0,181	0,269	0,274	0,219

10	0,177	0,177	0,173	0,230	0,270	0,181
ГМСП						
1	2,659	2,907	1,160	2,893	3,768	1,453
2	2,351	2,792	0,985	2,808	3,274	1,425
3	2,025	2,203	0,928	2,194	2,646	1,258
4	0,682	1,267	0,916	0,931	1,793	1,252
5	0,638	1,114	0,915	0,801	1,550	1,240
6	0,582	1,076	0,896	0,757	1,427	1,160
7	0,547	0,950	0,868	0,652	1,324	1,109
8	0,460	0,945	0,813	0,555	1,303	0,943
9	0,450	0,885	0,793	0,540	1,135	0,917
10	0,436	0,838	0,779	0,506	1,021	0,866

Висновки

Результати виконання модального аналізу дискретних моделей ТП-1 та ГМСП свідчать про те, що вплив факторів (врахування піддатливості пальової основи, опору водного середовища при виконанні динамічного розрахунку споруди та дії крижаного поля, що моделюється у вигляді додаткових в'язей, які імітують умови контакту споруди з крижаним полем) на динамічні показники i , відповідно, на НДС елементів конструкції змінюється при різних глибинах встановлення МСП. Так, при невеликих глибинах (на прикладі ТП-1) в «жорстких» дискретних моделях врахування приєднаної маси водного середовища та в'язей від криги практично не впливає на значення динамічних показників. В «піддатливих» дискретних моделях ТП-1 врахування приєднаної маси водного середовища та в'язей від криги викликало досить відчутну зміну динамічних показників.

При значних глибинах встановлення МСП (на прикладі ГМСП) врахування приєднаної маси водного середовища дає вагомий приріст значень динамічних показників як для «жорстких», так і для «піддатливих» дискретних моделей ГМСП. Також значно змінюються динамічні показники при встановленні додаткових в'язей від крижаного поля.

Отже, дослідження впливу вищеписаних факторів при динамічному розрахунку дискретних моделей кригостійких МСП свідчать про необхідність їх врахування, оскільки є очевидним вплив даних факторів на динамічні показники споруди, що, в свою чергу, викликає зміну НДС елементів МСП.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Бирбраер А.Н.* Расчет конструкций на сейсмостойкость – СПб.: Наука, - 1988. – 255с.
2. Ведомственные Строительные Нормы Украины В.2.4-320.20077720 - 2000 Морские стационарные платформы. Проектирование, строительство, эксплуатация. - К.: НАК «Нефтегаз Украины», 2000. – 96с.
3. *Носова Л.А.* Оптимальные геометрические схемы опорных блоков морских стационарных платформ: Дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / Киевский инженерно-строительный университет. – К., - 1993. – 179 л. – л. 4-6.
4. *Свешников О.Г.* Побудова моделей для розв'язку статичних і динамічних задач морських платформ на палях // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2001. – Вип. 69. – С. 86-201.

REFERENCES

1. *Birbraer A.N.* Raschet konstruktsiy na seysmostoykost – SPb.: Nauka, - 1988. – 255s.
2. *Vedomstvennyye Stroitelnyye Normy Ukrainy V.2.4-320.20077720 - 2000 Morskie stacionarnyye platformy.* Proektirovanie, stroitelstvo, ekspluatatsiya. – K.: NAK «Neftegaz Ukrainyi», 2000. – 96s.
3. *Nosova L.A.* Optimalnyye geometricheskie skhemy opornykh blokov morskikh statsyionarnykh platform: Dyis. kand. tehn. nayk: 05.23.01 / Kievskiy ingenerno-stroitelnyiy universitet. – K., - 1993. – 179 l. – l. 4-6.
4. *Sveshnikov O.G.* Pobudova modeley dlia rozv'язku statyichnykh i dynamichnykh zadach morskyykh platform na paliah // *Opir materialiv i teoriia sporud: nauk.-tekh. zbirn.* – K.: KNUBA, 2001. – Vyip. 69. – S. 86-91.

Myitsuk S.V., Ostapenko R.M., Cherniavskiy D.O.

MODAL ANALYSIS OF SEA STATIONARY PLATFORMS ON PILES

The influence of the calculation schemes choice on dynamic parameters and stress-strained state of bearing structures of ice-breaking marine stationary platforms and their dependence on geo-hydrological and meteorological factors, external influences, technology of transportation and structure installation are analyzed. The most difficult and responsible problem when designing such structures is to select the optimal parameters of the support units of the marine stationary platform, which must have high reliability along with providing of sufficient reaction of the structure to external loads.

To study the effect of taking into account the compliance of the pile foundation, the aqueous medium and the ice field, a comparison of the modal analysis results of two types of calculation schemes was made. In the first type of scheme, the piles and the ground base were discarded, and the platform itself was rigidly attached to a completely stationary disk (scheme 1). The interaction between the base and the pile foundation was taken into account for the next type of scheme (scheme 2). Standard spatial and rod finite elements, as well as rectangular and triangular finite element elements, were used for the both type of schemes. For the scheme 2, the interaction of the base and the pile foundation is realized using finite elements that simulate the elastic interaction between the nodes. The elastic soil foundation under the influence of external loads was replaced by a system of dimensionless concentrated elastic-compliant joint that discretely simulates the resistance of the soil by linear displacements of the pile and its twist around the longitudinal axis.

The results of modal analysis show that the effect of taking into account of the compliance of pile foundations and soil foundation in a dynamic calculation increases with increasing of installation depth of platforms and leads to a change of the dynamic parameters values in compliance with "rigid" calculation scheme, which in its turn, affects on the stress-strained state of the platform elements.

Keywords: sea stationary platform (SSP), yielding of the pile foundation, discrete models of SSP, dynamic calculation.

Мыщук С.В., Остапенко Р.М., Чернявский Д.О.

МОДАЛЬНЫЙ АНАЛИЗ МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ НА СВАЯХ

Проанализировано влияние расчетных схем на динамические показатели ледостойких морских стационарных платформ. Важно, что учет податливости свайных фундаментов и грунтового основания при динамическом расчете с увеличением глубины установки платформ приводит к изменению значений динамических показателей в сравнении с «жесткими» дискретными расчетными схемами, что влияет на напряженно – деформированное состояние элементов платформ.

Ключевые слова: морская стационарная платформа (МСП), податливость свайной основы, дискретные модели МСП, динамический расчет.

УДК 539.3

Мыщук С.В., Остапенко Р.М., Чернявський Д.О.

Модальний аналіз морських стаціонарних платформ на налях // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 202-209.

В роботі проаналізовано вплив розрахункових схем на динамічні показники кригостійких морських стаціонарних платформ.

Табл. 1. Іл. 2. Бібліогр. 3 назв.

UDC 539.3

Myitsuk S.V., Ostapenko R.M., Cherniavskiy D.O.

Modal analysis of sea stationary platforms on piles // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue 97. – P. 202-209.

This paper describes the influence of design models on dynamic parameters of sleetproof sea stationary platforms is analysed.

Table 1. Fig. 2. Ref. 3.

УДК 539.3

Мыщук С.В., Остапенко Р.М., Чернявський Д.О.

Модальний аналіз морських стаціонарних платформ на сваях // Спротивлення матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 202-209.

В роботі проаналізовано вплив розрахункових схем на динамічні показники ледостойких морських стаціонарних платформ.

Табл. 1. Рис. 2. Бібліогр. 3 назв.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри будівельної механіки КНУБА МИЦІЮК Сергій Вікторович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Мицюку Сергію Вікторовичу.

Адреса домашня: Україна, м. Київ, просп. Лобановського, 10, кв. 301/2.

Роб. тел. +38(044) 241-5549;

мобільний тел.: +38(096) 9317442;

E-mail – serewka@inbox.ru

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): асистент кафедри будівельної механіки КНУБА ОСТАПЕНКО Роман Миколайович.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Остапенку Роману Миколайовичу.

Адреса домашня: Україна, м. Київ, вул. М.Кривоноса, 4, кв. 824.

Роб. тел. +38(044) 241-5549;

мобільний тел.: +38(063) 3224182;

E-mail – ostapenkor@bigmir.net

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): студент КНУБА ЧЕРНЯВСЬКИЙ Дмитро Олегович.

мобільний тел.: +38(095) 0101120;

E-mail – cherndm@ukr.net

УДК 539.3

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ОПОР МОРСЬКИХ СТАЦІОНАРНИХ ПЛАТФОРМ НА СЕЙСМІЧНІ ВПЛИВИ

С.В. Мицюк¹,
канд. техн. наук,

Р.М. Остапенко¹,

Б.В. Кузьмін¹

¹Київський національний університет будівництва і архітектури
Повітрофлотський просп., 31, м. Київ. 03680; e-mail: roma604@bigmir.net

Розглянуто розрахунок морської стаціонарної платформи на сейсмічні впливи з використанням дискретних скінченноелементних моделей та зроблені пропозиції щодо покращення норм проектування таких споруд на сейсмічних територіях.

Ключові слова: морська стаціонарна платформа (МСП), сейсмічні впливи, дискретні моделі МСП.

Вступ. На даний момент в Україні існує певна нестача вуглеводнів, потенціальні ресурси яких приблизно оцінюються до 2,5 трлн.м³. Для промислового освоєння цих запасів потрібно забезпечити планомірне вивчення Азово-Чорноморського регіону, яке передбачало б інтенсивне переведення прогнозованих ресурсів в розвідані запаси, будівництво спеціальних технічних засобів та дотримання жорстких екологічних вимог під час проведення всього комплексу робіт.

З усієї різноманітності технічних засобів, що призначаються для розвідування та добування вуглеводневого палива на континентальному шельфі морів, найбільш поширеними є морські стаціонарні платформи (МСП), які експлуатуються в екстремальних умовах. Вони постійно піддаються дії вітру, вітрових хвиль, технологічним навантаженням, можуть обростати льодом та сприймати імпульсні навантаження від льоду при його русі. Крім того, МСП піддаються дії навантажень, що викликані стихійними лихами, зокрема, землетрусами, розмивом ґрунту в основі споруди, нерівномірними деформаціями ґрунту, що викликають зміну його структури. Особливим є сейсмічне навантаження, методики врахування впливу якого на споруду, на відміну від закордонних норм, не досить досконало відпрацьовані у вітчизняних нормативних документах.

Постановка задачі. Об'єктом дослідження на сейсмічний вплив є морська стаціонарна платформа ТП-1, що встановлена на Східно-Казантипському родовищі в Азовському морі. Дана споруда представляє собою просторову комбіновану дискостержневу систему, що складається

з придонної опорної частини (ростверк, колони складеного перерізу), палубних блоків, причалів, факеловідводу та антенної вежі (рис. 1,а).

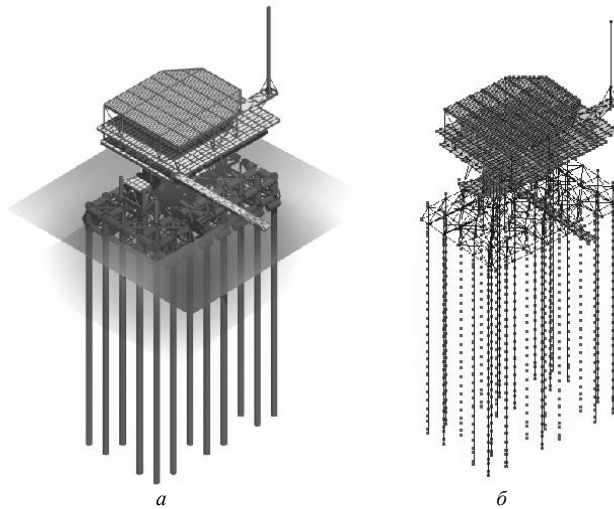


Рис. 1. Морська стаціонарна платформа ТП-1 на Східно-Казантипському родовищі в Азовському морі: *а* – модель ТП-1; *б* – дискретна скінченноелементна модель ТП-1

Палі, що закріплюють опорний блок до ґрунтової основи, являють собою сталеві труби діаметром 1220 мм з товщиною стінки 26 мм із забетонованою внутрішньою порожниною, забиті в донний ґрунт на глибину 50 м. Палі проходять через вертикальні елементи ростверку опорного блоку (труба діаметром 1420 мм) з бетонуванням міжтрубної порожнини. Таке з'єднання забезпечує достатню жорсткість стику паль та ростверку.

Для дослідження та аналізу впливу сейсмічного навантаження на опорні елементи ТП-1 в програмно-розрахунковому комплексі (ПРК) “Structure CAD” (“SCAD”) було розроблено та реалізовано кілька ідеалізованих дискретних скінченноелементних моделей, а саме:

1. Дискретна скінченноелементна модель з врахуванням піддатливості пальової основи та імітацією дії ґрунту через пружні в'язі (т.з. “піддатлива” модель, рис. 1,б);
2. Дискретна скінченноелементна модель з врахуванням піддатливості пальової основи та імітацією ґрунту у вигляді системи об'ємних 8-вузлових паралелепіпедів з присвоєними характеристиками ґрунта;
3. Дискретна скінченноелементна модель без врахування піддатливості пальової основи (т.з. “жорстка” модель).

Загальним недоліком даних моделей є складнощі врахування пластичної роботи ґрунтової основи, що в умовах значних мулових відкладів та слабких пилувато-глинистих ґрунтів може досить суттєво вплинути на точність параметрів складного напружено-деформованого стану (НДС) палі (стиск, кручення, згин та поперечний зсув).

Для порівняльного аналізу результатів розрахунку було обрано моделі №1 та №3 – “піддатливу” і “жорстку”. В останній моделі палі та ґрунтова основа були відкинуті, а сама платформа була жорстко прикріплена до абсолютно нерухомого диска.

Для моделювання елементів ТП-1 використовувались стандартні просторові стержневі скінчені елементи, а також прямокутні та трикутні скінчені елементи оболонки. Взаємодія основи та пальового фундаменту була реалізована аналітично до [1].

Дана дискретна “піддатлива” модель ТП-1 нараховує 3125 вузлів та 6215 елементів, з яких 672 елемента моделюють палі та 696 елементів – ґрунтову основу у вигляді спеціальних безрозмірних пружно-піддатливих елементів. Розрахунок даної моделі ТП-1 потребував вирішення системи лінійних алгебраїчних рівнянь з 14568 невідомими.

Дискретна модель без врахування піддатливості пальової основи (“жорстка” модель) включає 1757 вузлів та 4823 елементів, система лінійних алгебраїчних рівнянь для розрахунку жорсткості моделі нараховує 10392 невідомих.

Основну увагу було приділено розрахунку ТП-1 на дію сейсмічного навантаження, величина якого, згідно з сейсмологічною картою районування, була прийнята 9 балів, враховуючи те, що палі спираються на слабкі водонасичені ґрунти [2]. Розрахунок ТП-1 проводився в ІС ПРК “SCAD” згідно [2], а також на основі рекомендацій [3]. В основу методики розрахунку ТП-1 покладена лінійно-спектральна теорія, яка розглядає споруду у вигляді динамічної системи з дискретно розподіленими вузловими масами. Недоліками даної методики є неможливість розрахунку споруди як нелінійно деформівної системи, тоді як при сильних землетрусах споруда частково працює за межею пружної стадії, а також можливість проявлення т.з. “ефекту втрати знака”, коли використання модулів згинальних моментів, поздовжніх та поперечних сил приводить зміни стиснуто-зігнутих стержнів на розтягнуто-зігнуті. Це стосується і оболончастих елементів [4].

1. Класична постановка задачі про визначення динамічної реакції споруди на дію сейсмічного навантаження. Передбачається, що споруда поставлена на жорстку платформу, для якої можливі тільки поступальні переміщення. Коливання споруди відносно рухомої системи координат OXYZ представляють собою відносний рух, рух платформи

відносно умовно нерухомої системи координат, що зв'язана з основою до збудження сейсмічних коливань, - переносний рух, а рух точок споруди відносно умовно нерухомої системи координат – абсолютний.

В сейсмічних нормах навантаження рух вздовж кожного напрямку вважається статистично незалежним від інших напрямків. При цьому для просторової схеми, як у даних випадках, задача зводиться до вирішення трьох варіантів задачі, що відрізняються напрямком дії сейсмічних навантажень. Дискретні моделі ТП-1 розраховувались на дію сейсмічного навантаження по напрямку меншої жорсткості споруди. Крім того при розрахунку ТП-1 був використаний нерегламентований вітчизняними нормативними документами критерій необхідної кількості власних форм коливань, який є математично обґрунтованим [5]. Міжнародні сейсмічні норми (UBC-97, UBC-2000, PS-92, AFPS, Eurocode-8), а також норми для проектування об'єктів атомної енергетики, вимагають, щоб

$$\sum_{i=1}^n \frac{(\Gamma_i^{dir})^2}{M_{tot}^{dir}} \geq 0,9, \quad dir = x, y, z,$$

де Γ_i^{dir} - коефіцієнт вкладу маси системи для i -ї власної форми коливань при збудженні сейсмічного сигналу у напрямку $dir = x, y, z$, M_i^{dir} - сума всіх рухомих мас системи в напрямку $dir = x, y, z$.

Таким чином, кількість власних форм вважається достатньою, якщо вона забезпечує не менше 90% модальних мас в кожному напрямку, де $m_i^{dir} = (\Gamma_i^{dir})^2 / M_{tot}^{dir} \times 100\%$ - модальна маса [6].

Виконання даної вимоги при розрахунку дискретних моделей на дію сейсмічного навантаження було забезпечено використанням розробленого в ППК "SCAD" сейсмічного режиму високопродуктивного блокового методу Ланцоша, що дозволяє визначити необхідну кількість власних векторів та відповідних їм власних чисел, що, в свою чергу, дозволяє досягти потрібної суми модальних мас [2].

До розрахункової комбінації були включені наступні навантаження: власна вага конструкції ($\psi = 0,9$), вага бетону в колонах ($\psi = 0,9$), вага баластної води ($\psi = 0,9$), вага технологічного обладнання ($\psi = 0,8$), дія гідростатичних сил виштовхування ($\psi = 1$), дія сейсмічного навантаження ($\psi = 1$), де ψ - коефіцієнт сполучень. Вага приєднаної маси води була врахована у вигляді вузлових мас в динамічному режимі розрахунку.

Результати розрахунку вищеописаних моделей ТП-1 на дію сейсмічного навантаження показали певне розходження параметрів НДС для відповідних елементів опорної частини. Так, в елементах “жорсткої” моделі спостерігається зменшення згинальних моментів та моменту крутіння, поперечних сил, а також змінний характер поздовжньої сили порівняно з відповідними елементами “піддатливої” моделі. Таке відношення параметрів НДС даних дискретних моделей пояснюється на основі аналізу графіків апроксимованих спектрів реакцій (рис. 2, 3) [2].

Більша частина значень періодів основних власних форм коливань (табл. 1) для “піддатливої” моделі лежить в межах від $T=0,11$ с до $T=0,18$ с та від $T=0,37$ с до $T=0,56$ с, тоді як для “жорсткої” моделі – від $T=0,02$ с до $T=0,05$ с, що в свою чергу викликало зниження реакції системи на сейсмічну дію (похила ділянка графіка коефіцієнта динамічності $\beta = C_a(T)/(K_c g)$, де $C_a(T)$ - спектр прискорень; K_c - коефіцієнт сейсмічності; g - прискорення вільного падіння, рис. 3), а, отже, часткове зменшення параметрів НДС елементів опорної частини “жорсткої” моделі порівняно з відповідними значеннями НДС елементів “піддатливої” моделі (рис. 2).

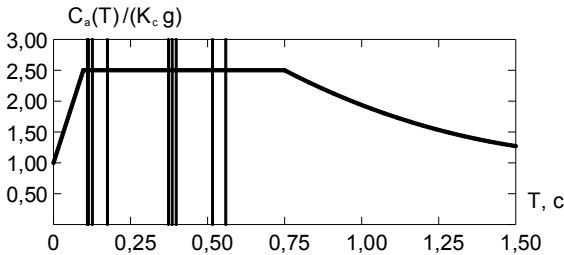


Рис. 2. Апроксимовані спектри реакцій та значення періодів основних власних форм коливань “піддатливої” моделі

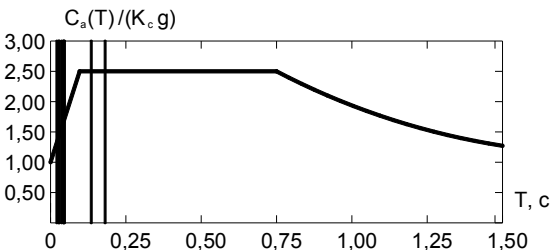


Рис. 3. Апроксимовані спектри реакцій та значення періодів основних власних форм коливань “жорсткої” моделі

Таблиця 1

Основні власні форми коливань розрахункових моделей та їх вклад в накопичення модальних мас по напрямкам

№ форми	Частота, Гц	Період, с	$m_x, \%$	$m_y, \%$	$m_z, \%$
“Піддатлива” модель					
3	1,786	0,5598	8,76	16,11	0,02
4	1,938	0,5159	10,50	9,032	0,04
5	2,512	0,3981	5,75	21,32	0,02
6	2,597	0,3850	36,55	0,80	0,01
7	2,684	0,3726	2,04	15,46	0,00
12	5,521	0,1811	0,08	0,00	4,51
13	5,709	0,1752	0,05	0,00	4,97
14	5,980	0,1672	0,02	0,01	14,35
16	7,050	0,1418	0,00	0,02	5,00
18	7,583	0,1319	0,01	0,12	5,911
19	7,940	0,1260	0,00	0,06	24,12
23	8,542	0,1171	1,23	6,11	0,58
29	8,716	0,1147	5,33	0,05	0,32
70	8,875	0,1127	1,04	9,88	0,41
71	8,997	0,1112	0,04	1,68	10,52
72	9,028	0,1108	1,11	2,00	9,25
123	10,15	0,0985	4,23	0,10	0,00
“Жорстка” модель					
7	5,528	0,1809	3,58	0,00	0,57
10	7,428	0,1346	0,00	0,07	4,08
47	21,84	0,0458	15,30	0,01	0,00
48	22,04	0,0454	0,01	3,28	2,09
50	22,50	0,0444	0,02	18,73	0,14
54	23,37	0,0428	1,29	1,75	3,71
56	23,97	0,0417	0,03	0,55	6,30
63	27,02	0,0370	3,56	0,03	0,22
94	34,63	0,0289	14,32	0,00	0,00
100	36,35	0,0275	0,00	0,00	9,75
164	47,24	0,0212	0,00	3,70	0,00

Згідно [3], при розрахунку МСП на сейсмічне навантаження необхідно враховувати дію льодового поля в зимовий період у вигляді додаткових в'язей, що імітують умови контакту споруди з льодовим полем. Для реалізації даної умови в дискретних розрахункових моделях ТП-1 було додатково встановлено на рівні дії льоду по периметру колон опорні жорсткі в'язі, що стримують переміщення вузлів в двох ортогональних напрямках в горизонтальній площині.

Порівняльний аналіз результатів розрахунку відповідно для “піддатливої” та “жорсткої” моделей показує, що коефіцієнт $k = F_1 / F_2$,

де F_1 - внутрішнє зусилля в елементі дискретної моделі без опорних в'язей від льодового поля; F_2 - відповідне значення внутрішнього зусилля в елементі дискретної моделі з опорними в'язями від льодового поля, приймає значення від 0,5 до 1,9 для екстремальних значень параметрів НДС. В елементах з незначними внутрішніми зусиллями значення k варіюється в межах 0,05-23,0.

2. Оцінка впливу сейсмічного навантаження порівняно з іншими основними навантаженнями. Для розрахунку була використана модель №3. Схема розраховувалася за трьома наступними комбінаціями навантажень:

- комбінація №1 [власна вага конструкції ($\psi = 1$), вага бетону в колонах ($\psi = 1$), вага баластної води ($\psi = 1$), вага технологічного обладнання ($\psi = 1$), дія гідростатичних сил виштовхування ($\psi = 1$)];

- комбінація №2 [власна вага конструкції ($\psi = 0,9$), вага бетону в колонах ($\psi = 0,9$), вага баластної води ($\psi = 0,9$), вага технологічного обладнання ($\psi = 0,8$), дія гідростатичних сил виштовхування ($\psi = 1$), дія сейсмічного навантаження в напрямку меншої жорсткості споруди (з площини колон, $\psi = 1$)];

- комбінація №3 [власна вага конструкції ($\psi = 1$), вага бетону в колонах ($\psi = 1$), вага баластної води ($\psi = 1$), вага технологічного обладнання ($\psi = 1$), дія гідростатичних сил виштовхування ($\psi = 1$), статична дія криги в напрямку меншої жорсткості споруди ($\psi = 1$), пульсація вітру в напрямку меншої жорсткості споруди ($\psi = 0,8$)], де ψ - коефіцієнт сполучень.

Вага приєднаної маси води була врахована у вигляді вузлових мас в динамічному режимі розрахунку в усіх комбінаціях.

Аналіз отриманих результатів дає змогу стверджувати, що для елементів ростверку значення основних параметрів НДС при комбінації №2 перевищують відповідні при комбінації №1 на 50-90%; для елементів колон – на 15-75% за умови, що для аналізу були обрані елементи з максимальними значеннями параметрів НДС від сейсмічного навантаження (комбінація №2).

Порівняння НДС ТП-1 при комбінаціях №2 та №3 дає збільшення основних параметрів НДС для елементів ростверку на 25-65%; для елементів колон спостерігається складний характер перепадів значень параметрів НДС, які коливаються від 45% до 160% за умови, що

комбінація №3 є основною при визначенні максимальних зусиль в елементах споруди від дії основних навантажень [3].

Згідно [3], внутрішні зусилля в спорудах типу МСП необхідно визначати з врахуванням не менше трьох власних форм коливань, якщо період першого (низького) тону власних коливань $T_1 \geq 0,4 c$.

В результаті розрахунку на дію сейсмічного навантаження дискретної скінченноелементної моделі ТП-1 з врахуванням піддатливості пальової основи отримані значення необхідної кількості власних форм коливань, модальних мас та параметрів НДС при $T_1 = 0,88 c \geq 0,4 c$ (табл. 2).

Очевидно, що контрольовані величини, а саме параметри НДС, практично збігаються при $\sum m_x \geq 64\%$, $\sum m_y \geq 63\%$, $\sum m_z \geq 1\%$, тому умова $\sum m_{dir} \geq 90\%$, $dir = x, y, z$ гарантує те, що додавання наступних власних форм практично не змінить результату аналізу. Крім того, для забезпечення збіжності параметрів НДС необхідно враховувати не менше восьми власних форм коливань.

Таблиця 2

Залежність накопичених модальних мас за трьома напрямками та параметрів НДС від кількості утримуваних власних форм для нижнього розкосу опорної колони

Кіль- ть форм	$\sum m_x$, %	$\sum m_y$, %	$\sum m_z$, %	N , кН	$M_{кр}$, кНм	M_y , кНм	Q_z , кН	M_z , кН	Q_y , кН
2	0,18	0,27	0,01	-672,22	1,88	9,93	-26,90	3,23	-2,06
4	19,45	25,41	0,07	-1360,80	-0,52	26,08	-60,97	-10,22	17,91
8	64,01	63,18	1,02	-1454,00	-6,66	30,93	-64,52	-10,86	24,32
11	64,72	64,25	5,17	-1454,54	-6,66	31,05	-64,61	-10,88	24,36
14	64,89	64,27	29,00	-1458,54	-6,66	31,05	-64,61	-10,88	24,36
17	64,90	64,96	35,24	-1454,56	-6,69	31,06	-64,61	-10,88	24,43
21	64,96	65,30	69,11	-1459,03	-6,69	31,06	-64,61	-10,88	24,43
139	96,20	95,94	97,81	-1462,27	-6,76	31,17	-64,77	-10,94	24,45

Висновки

Порівняльний аналіз розрахунку дискретних скінченноелементних моделей ТП-1 на сейсмічну дію (“піддатлива” та “жорстка” моделі) показав змінний характер співвідношень величин параметрів складного НДС опорних елементів споруди, тому при розрахунках МСП на комбіновані статично-динамічні навантаження для отримання більш точних результатів та подальшої розробки рекомендацій щодо

формоутворення ефективних опорних блоків необхідно врахувати взаємодію системи “споруда-пальова основа”.

Порівняння параметрів НДС елементів опорної частини та аналіз періодів власних форм коливань розрахункових моделей при дії сейсмічного навантаження вказує на необхідність проектування більш жорстких конструктивних схем МСП, оскільки такий підхід веде до збільшення основних високочастотних власних форм, що, в свою чергу, знижує загальну реакцію системи на сейсмічне навантаження.

Проведення аналізу залежності накопичення модальних мас та параметрів НДС від кількості утримуваних власних форм коливань дає змогу стверджувати про необхідність вдосконалення існуючих вітчизняних норм, що регламентують методики визначення та розрахунку на сейсмічну дію гідротехнічних споруд.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Мицюк С.В., Остапенко Р.М., Чернявський Д.О. Модальний аналіз морських стаціонарних платформ на палях // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 202-209.
2. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – К.: Сталь, - 2002. – 597с.
3. Свешников О.Г. Побудова моделей для розв'язку статичних і динамічних задач морських платформ на палях // Сопrotивление материалов и теория сооружений. – К.: 2001, вып.69 – с.86-201.
4. СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах // Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 52с.
5. Фялко С.Ю., Карпиловский В.С., Криксунов Э.З. Блочный метод Ланцоша со спектральными трансформациями для решения больших МКЭ задач собственных колебаний // Вісник Одеського національного морського університету. – 2003, випуск 10. – с.93-99.
6. Фялко С.Ю. Некоторые особенности анализа частот и форм собственных колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2002, випуск 8. – с.193-201.

REFERENCES

1. Mytsuk S.V., Ostapenko R.M., Cherniavskiy D.O. Modalnyi analiz morskyykh statsionarnyykh platform na palyah // Opir materialiv i teoriya sporud. – 2016. – Vyip. 97. – S. 202-209.
2. Perelmuter A.V., Slivker V.I. Raschetnyye modeli sooruzheniy i vozmognost ih analiza. – K.: Stal, - 2002. – 597s.
3. Sveshnikov O.G. Pobudova modeley dlia rozvyazku statychnyykh i dynamechnyykh zadach morskyykh platform na paliah // Opir materialiv i teoriya sporud: nauk.-tekh. zbirn. – K.: KNUBA, 2001. – Vyip. 69. – S. 86-201.
4. SNiP II-7-81* Stroitelstvo v seysmicheskikh rayonach // Minstroy Rossii – M.: GP TsPP, 1996. – 52s.
5. Fialko S.Yu., Karpilovskiy V.S., Kriksunov E.Z. Blochnyy metod Lantsosha so spektralnyimi transformatsiyami dlia resheniya bolshich MKE zadach sobstvennykh kolebaniy // Visnyk Odeskogo natsionalnogo morskogo universytetu. – 2003, vyipusk 10. – s.93-99.

6. *Fialko S.Yu.* Nekotoryie osobennosti analiza chastot i form sobstvennyih kolebaniy pri raschete sooruzheniy na seysmicheskie vozdeystviya // Visnyk Odeskoi dergavnoi akademii budivnytstva i architekturi. – 2002, vyipusk 8. – s.193-201.

Myitsuk S.V., Ostapenko R.M., Kuzmin B.V.

PECULIARITIES OF THE CALCULATION OF THE PILE SUPPORTS OF SEA STATIONARY PLATFORMS ON SEISMIC INFLUENCES

The calculation of the marine stationary platform under seismic influences using finite element method is considered. The marine technological platform is a metal structure consisting of decks (upper and lower), a support block, two berths, a communication tower, a torch arrow console. A seismic load is of particular importance when exploiting marine technological platforms. The value of seismic load was taken of 9 points according to the seismological map of zoning. Seismic actions on the buildings are caused by waves of deformations and displacements which spreading on the earth's surface from the earthquake epicenter and transmit the kinematic excitement of the building through the supporting elements of the platform. For a comparative analysis of the calculation results, a "compliant" and "rigid" design scheme was chosen. In the "rigid" design scheme the pile and ground base were discarded and the platform itself was rigidly attached to a completely stationary base.

The result of the comparative analysis showed the variable nature of the ratios of the values of the complex stress-strain state parameters of the structure supporting elements. Therefore, it is necessary to take into account the interaction of the system "building – pile political basis" when calculating marine stationary platforms for combined static-dynamic loadings for obtaining more accurate results and further developing of recommendations for the formation of effective supporting blocks.

Comparison of the stress-strained state parameters of the supporting part elements and the analysis of the eigenforms and oscillation's periods the calculation models under the seismic load indicates the necessity of designing of more rigid constructive schemes of marine stationary platforms, since such an approach leads to an increase of the main high-frequency eigenforms, which in its turn, reduces the overall reaction of the system to seismic loading.

The analysis of the dependence of modal masses accumulation and the stress-strain state parameters on the number of retained eigenforms of oscillation makes it possible to state that there is a the necessity to improve the existing domestic norms governing the methods for calculating of hydraulic structures under seismic loading.

Keywords: sea stationary platform (SSP), seismic influences, discrete models of SSP.

Мьцюк С.В., Остапенко Р.М., Кузьмин Б.В.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СВАЙНЫХ ОПОР МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Рассмотрен расчет реальной морской стационарной платформы на сейсмические воздействия с использованием дискретных конечноэлементных моделей и сделаны предложения относительно улучшения норм проектирования таких сооружений на сейсмических территориях.

Ключевые слова: морская стационарная платформа (МСП), сейсмические воздействия, дискретные модели МСП.

УДК 539.3

Мицюк С.В., Остапенко Р.М., Кузьмін Б.В.

Особливості розрахунку паллових опор морських стаціонарних платформ на сейсмічні впливи // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2016. – Вип. 97. – С. 210-221.

В роботі розглянуто розрахунок реальної морської стаціонарної платформи на сейсмічні впливи та зроблені пропозиції щодо покращення норм проектування таких споруд.

Табл. 2. Іл. 2. Бібліогр. 7 назв.

UDC 539.3

Myitsuk S.V., Ostapenko R.M., Kuzmin B.V.

Peculiarities of the calculation of the pile supports of sea stationary platforms on seismic influences // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2016. – Issue 97. – P. 210-221.

This paper describes the calculation of a real sea stationary platform on seismic influences and offers concerning improvement of norms of designing of such constructions.

Table 2. Fig. 2. Ref. 7.

УДК 539.3

Мицюк С.В., Остапенко Р.М., Кузьмін Б.В.

Модальний аналіз морських стаціонарних платформ на сваях // Сопротивление материалов и теория сооружений. – 2016. – Вип. 97. – С. 210-221.

В работе изложен расчет реальной морской стационарной платформы на сейсмические воздействия и сделаны предложения относительно улучшения норм проектирования таких сооружений.

Табл. 2. Рис. 2. Библиогр. 7 назв.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри будівельної механіки КНУБА *МИЦЮК Сергій Вікторович*.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Мицюку Сергію Вікторовичу.

Адреса домашня: Україна, м. Київ, просп. Лобановського, 10, кв. 301/2.

Роб. тел. +38(044) 241-5549;

мобільний тел.: +38(096) 9317442;

E-mail – serewka@inbox.ru

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): асистент кафедри будівельної механіки КНУБА *ОСТАПЕНКО Роман Миколайович*.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, кафедра будівельної механіки, Остапенку Роману Миколайовичу.

Адреса домашня: Україна, м. Київ, вул. М.Кривоноса, 4, кв. 824.

Роб. тел. +38(044) 241-5549;

мобільний тел.: +38(063) 3224182;

E-mail – ostapenkor@bigmir.net

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): студент КНУБА *КУЗЬМІН Борис Володимирович*.

мобільний тел.: +38(093) 2247903;

E-mail – kuzbor@ukr.net

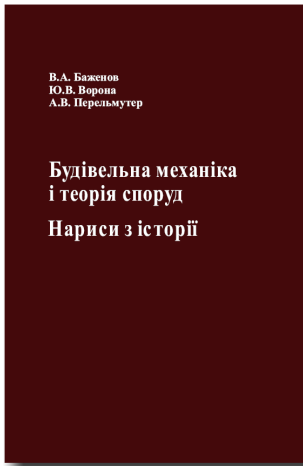
ЗМІСТ

<i>Bazhenov V.A., Pogorelova O.S., Postnikova T.G.</i> “Nonlinear Dynamics - 2016” Conference	3
<i>Пискунов С.О., Шкріль О.О., Мицюк С.В., Сизевич Б.І.</i> Прямий метод визначення коефіцієнтів інтенсивності напружень в призматичних та просторових незамкнених тілах обертання при статичному навантаженні	16
<i>Перельмутер А.В.</i> Элементы опыта расчета нового безопасного конфайнмента чернобыльской атомной станции	28
<i>Гайдайчук В.В., Левківська Л.В., Ковальчик Я.Л.</i> Математичне моделювання пружного згинання бурильної колони у каналі криволінійної нафто-газової свердловини	43
<i>Дзюба А.П., Дзюба О.А.</i> Дослідження впливу форми перерізу на довговічність стрижнів в агресивному середовищі при складному вигині	59
<i>Khromov V.G., Khromov I.V., Khromov O.V.</i> Simulation of forming a spatial thin rod located in a continuous deformable solid	70
<i>Пискунов С.О., Аль-Хуссейн К.</i> Аналіз напружено-деформованого стану фундаментної плити багатоповерхового будинку	79
<i>Бараненко В.О., Волчок Д.Л.</i> Оцінка максимального значення осьової сили стиснення оболонки при нечітких даних як задача невизначеного програмування	90
<i>Кривенко О.П.</i> Вплив попереднього нагріву та зміни умов комбінованого закріплення контуру на стійкість і власні коливання пологих панелей при дії тиску	107
<i>Nguyen Anh Tuan, Tran Duc Chinh, Nguyen Thanh Dat</i> The application of jet grouting technology to reduce ground deformation of construction the metro line in Ho Chi Minh city	121

<i>Ворона Ю.В., Щербій В.І.</i> Коливання морської бурової платформи при сейсмічному збуренні основи	135
<i>Солодей І.І., Затилюк Г.А.</i> Визначення навантажень від масиву ґрунтових сипучих порід при проектуванні підземних споруд	145
<i>Лук'янченко О.О., Ворона Ю.В., Костіна О.В., Геращенко О.В.</i> Аналіз впливу вітрового навантаження на стохастичну поведінку паливного резервуара	155
<i>Гайдайчук В.В., Котенко К.Е.</i> Ефективність і проблеми моніторингу великорозмірних будівельних споруд	175
<i>Максим'юк Ю.В.</i> Постановка задачі про вплив геометричної нелінійності на несучу здатність і закритичну поведінку тонкостінних та комбінованих вісесиметричних тіл	186
<i>Пискунов С.О., Валер В.В.</i> Постановка двовимірних задач деформування і континуального руйнування в неоднорідному температурному полі	194
<i>Мицюк С.В., Остапенко Р.М., Чернявський Д.О.</i> Модальний аналіз морських стаціонарних платформ на палях	205
<i>Мицюк С.В., Остапенко Р.М., Кузьмін Б.В.</i> Особливості розрахунку пальових опор морських стаціонарних платформ на сейсмічні впливи	214

Баженов В.А., Ворона Ю.В., Перельмутер А.В.

Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії. – К.: Каравела, 2016. – 428 с.



Книга присвячена історії будівельної механіки і теорії споруд і за задумом представляється у вигляді нарисів розвитку окремих їх напрямів, перелік яких, природно, є відкритим до розширення. При цьому кожному із напрямів притаманна певна історія виникнення і становлення відповідних понять, принципів, ідей, задач і методів їх реалізації.

Викладення змісту за розділами супроводжується фактами з життя і діяльності видатних учених, а також пізнавальними ілюстраціями. Адже, за словами Дж. Максвелла, “наука захоплює нас лише тоді, коли зацікавившись життям великих дослідників, ми починаємо стежити за історією їх відкриттів”.

Книга може бути використана як підручник для студентів вищих навчальних закладів при реалізації магістерських програм, вивченні спеціальних курсів тощо. Загалом, вона зорієнтована на студентів і читачів, які вже вивчали обов’язкові курси будівельної механіки і суміжних технічних дисциплін, а також викладачів і науково-технічних працівників.

Наукове видання

ОПР МАТЕРІАЛІВ І ТЕОРІЯ СПОРУД
STRENGTH OF MATERIALS AND THEORY OF STRUCTURES

Науково-технічний збірник
Scientific-and-technica collected articles

Випуск 97

Головний редактор В.А.Баженів

Підп. до друку 25.12.16. Формат 60x90¹/₁₆. Папір друк №1.
Друк офсетний. Умовн. друк. арк. 11.
Тираж 100.

КНУБА

м. Київ, Повітрофлотський пр., 31. 03680.
