

Міністерство освіти і науки України  
Одеська державна академія будівництва та архітектури  
Національний університет «Львівська політехніка»  
Polytechnic Institute of Bragança, Bragança (Португалія)  
UTP University of Science and Technology (Польща)

**IX Міжнародна конференція**  
**АКТУАЛЬНІ ПРОБЛЕМИ ІНЖЕНЕРНОЇ**  
**МЕХАНІКИ**

**IX International Conference**  
**ACTUAL PROBLEMS OF ENGINEERING**  
**MECHANICS**



**ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ**  
**ABSTRACTS OF REPORTS**

**Одеса, 17-20 травня 2022 року**





Україна  
переможе!



Вірю  
у перемогу!



Слава  
Україні!

УДК 621.01  
ББК

**Актуальні проблеми інженерної механіки / Тези доповідей IX Міжнародної науково-практичної конференції. Загальна редакція — М.Г. Сур'янінов. Одеса: ОДАБА, 2022. — 213 с.**

## **ОРГКОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ**

**Antoniuk N.R.** – technical editor of «OSACA bulletin» journal, PhD, Associate Professor, [vestnik@ogasa.org.ua](mailto:vestnik@ogasa.org.ua).

**Balduk P.H.** – conference secretary, PhD, Professor of Department of Structural mechanics of Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, [pavel9baldook@gmail.com](mailto:pavel9baldook@gmail.com).

**Maksimovich O.V.** — Dr. Tech. Sc., Professor, Head of the Department of Oil and Gas Engineering and Welding, Institute of Engineering Mechanics and Transport, National University "Lviv Polytechnic", [olesia.v.maksymovych@lpnu.ua](mailto:olesia.v.maksymovych@lpnu.ua)

**Klymenko Y.V.** – Dr. Tech. Sc., Professor of Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, [concrete\\_ogasa@mail.ru](mailto:concrete_ogasa@mail.ru)

**Kovrov A.V.** – Chairman of the Conference Organizing Committee, Rector of Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, PhD, Professor, rector [ogasa.org.ua](mailto:ogasa.org.ua).

**Kroviakov S.O.** – vice-rector of Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Dr. Tech. Sc., [skrovnyakov@ukr.net](mailto:skrovnyakov@ukr.net)

**Krutii Y.S.** – vice-rector of Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Dr. Tech. Sc., professor, [yurii.krutii@gmail.com](mailto:yurii.krutii@gmail.com)

**Surianinov M.H.** – Deputy Chairman of the Conference Organizing Committee, Chairman of Department of Structural Mechanics of Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Dr. Tech. Sc., Professor, [sng@ogasa.org.ua](mailto:sng@ogasa.org.ua).

**Kharchenko E.V.** – Dr. Tech. Sc., Professor, Head of the Department of Resistance of Materials and Structural Mechanics, Institute of Civil Engineering and Environmental Engineering of the National University "Lviv Polytechnic", [kharchen@wp.pl](mailto:kharchen@wp.pl)

**Shvabiuk V.I.** – Lutsk National Technical University, Dr. Tech. Sc., Professor, [Shvabyuk@lutsk-ntu.com.ua](mailto:Shvabyuk@lutsk-ntu.com.ua)

**Maciej Dutkiewicz** – dr hab., prof. University, Dean of Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, UTP University of Science and Technology, Poland, [Maciej.Dutkiewicz@utp.edu.pl](mailto:Maciej.Dutkiewicz@utp.edu.pl)

**Krzysztof Pawlowski** – dr inż., prof. University, Head of the Department OF SUSTAINABLE CONSTRUCTION, UTP University of Science and Technology, Poland, [krzypaw@utp.edu.pl](mailto:krzypaw@utp.edu.pl)

**Luis Frólén Ribeiro** – dr hab., Head of Department of Mechanical Technology, Polytechnic Institute of Bragança, Bragança, Portugal, [frolen@ipb.pt](mailto:frolen@ipb.pt)

**João Eduardo Pinto Castro Ribeiro** – dr hab., Director of Industrial Engineering Master in IPB, Polytechnic Institute of Bragança, Bragança, Portugal, [jribeiro@ipb.pt](mailto:jribeiro@ipb.pt)

**Moo-Yeon Lee** – Prof. DONG-A Univ. / Thermal-Energy Management Lab. / Korea, [mylee@dau.ac.kr](mailto:mylee@dau.ac.kr)

Затверджено до друку Організаційним комітетом конференції.

## ЗМІСТ

Balduk P.H., Yaremenko O.O., Balduk H.P. Stability of multi-span frame with regard to geometric nonlinearity	8
Grynyova I.I., Klymenko Ye.V., Kuchmenko I.M. Recovery of stone structures of buildings as result of combat	12
Кондратьев А.В., Вамболь О.О., Шевцова М.А., Царіцинський А.А., Набокiна Т.П. Теплостійкість полімерних матеріалів при різних ступенях ствердіння	13
Мікуліч О.А., Шваб'юк В.І. Методика оцінки вібропоглинальних властивостей спінених поліуретанів	16
Шиляєв О.С. Аналітичні, комп'ютерні та експериментальні дослідження залізобетонних та фібробетонних перехресно-балкових систем	17
Цапко Ю.В., Суханевич М.В., Бондаренко О.П., Цапко О.Ю., Сарапін Ю.О., Жеребчук Д.С. Вплив вогнезахисту на термічну деструкцію тканини	25
Volvach A.A. Finite element analysis of floor slabs by means of visual programming in SAPFIR-3D	28
Lizunov P.P., Krivenko O.P., Vorona Yu.V., Kara I.D. On the natural vibrations of thin elastic parabolic shells	31
Азізов Т.Н., Роландо Перейрас. Вплив тріщиноутворення на зусилля в елементах залізобетонних перекриттів	34
Джусупова М.А., Антонюк Н.Р., Талантбек кызы А., Тусубекова Н.А. Обеспечение прочности мелкозернистого бетона с использованием золы гидроудаления и золы рисовой шелухи	38
Бабій І.М., Бічев І.К., Кальченя С.Ю. Натурні досліді ізоляції ударного шуму підлоги з використанням теорії планування	42
Багно О.М., Щурук Г.І. Властивості локалізації хвиль в гідропружному хвилеводі	44
Куреннов С.С., Барахов К.П., Поляков О.Г. Напружений стан клеєвих з'єднань з подвійним нахлістом. Удосконалена аналітична модель	46
Бекірова М.М. Стійкість бетонних колон з урахуванням зносу під час експлуатації в різних галузях промисловості	49
Bekshaev S., Soroka N. Rod length optimal with respect to buckling	50
Рунова Р.Ф., Майстренко А.А., Бердник О.Ю., Амеліна Н.О., Ластівка О.В. Декоративно-захисні покриття на основі полімерсилікатних композицій	53
Березін Л.М. Моделювання клинів замкових систем шкарпеткових автоматів	56
Валовой О.І., Попруга Д.В., Валовой М.О., Афанасьев В.В. Вплив склопластикової композитної арматури на прогини згинальних елементів	58
Вывовой В.Н., Коробко О.А., Суханов В.Г., Елькин А.В.	

Взаимовлияние деформаций и структуры композитов	61
Неутов С.П., Головата З.О., Сур'янінов М.Г., Чучмай О.М. Вплив сталеві фібри на напружено-деформований стан приопорних ділянок згинальних елементів	64
Горик О.В., Ковальчук С.Б., Брикун О.М. Стійкість атакуючих дробинок у процесі дробоструміння	67
Гоц В.І., Гелевера О.Г., Рогозіна Н.В., Смешко В.В. Дослідження стабільності декоративних властивостей кольорових шлаколужних бетонів і розчинів	70
Dziuba S.V., Korshak O.M., Mikhailov O.O. Strengthening of metallic walls of cylindrical tanks by external transversal FRP reinforcement	72
Dotsenko Yu. V., Sydorova N.V., Perperi A.A. Analysis of the properties of ecological silicate composites for low-rise and cottage construction	76
Заякін Д.К., Мікуліч О.А. Методика моделювання НДС пінобетону	79
Зеленський А.Г. Математична теорія фізично нелінійних пологих оболонки довільної товщини	80
Зубовецька Н.Т., Федорусь Ю.В., Шваб'юк В.В., Редько Р.Г. До проблеми розробки методології частотного аналізу биття шпинделів	84
Керш В.Я., Колесников А.В., Замула М.А., Маковецька Є.А. Ієрархія структурних змін при твердінні композитів за результатами виміру швидкості ультразвуку	87
Корнеева І.Б., Кіріченко Д.О., Шиляєв О.С. Експериментальні дослідження деформативності і тріщиностійкості аеродромних плит на моделях	92
Klyushnyk D.V., Demianenko A.G., Guridova V.A. Some features of oscillations and stability of compressed reinforced cylindrical shells under the action of moving inertial load	96
Ковальов А.І., Поклонський В.Г., Отрош Ю.А., Майборода Р.І., Щолоков Е.Е. Розробка моделі для оцінювання вогнестійкості вогнезахисних залізобетонних будівельних конструкцій	101
Ковров А.В., Ковтуненко О.В., Якименко Ю.А. Урахування поздовжньої сили при розрахунках залізобетонних рамних конструкцій із використанням діаграм «згинаючий момент-кривизна»	103
Колесников А.В., Семенова С.В., Олійник Т.П., Кириленко Г.А. Кількісне дослідження структур руйнування полімерних композитів	107
Кривенко П.В., Руденко І.І., Константиновський О.П., Бойко О.В., Vaiciūkyrienė D. Вплив фосфату натрію і нітрату натрію на мікроструктуру шлаколужного тіста і властивості армованого бетону під циклічним впливом морської води та висушування	111
Korobko O.O., Urazmanova N.F., Antoniuk N.R., Pishcheva T.I., Pishchev O.V. Change in the material characteristics during long-term operation of construction	115
Kravchenko S.A., Posternak O.O., Kostyuk A.I., Stolevich I.A., Urazmanova N.F. The effect of crack formation on the performance of wall	

panels	118
Крутій Ю.С., Сур'янінов М.Г., Мурашко О.В., Арсірій А.М. Про вільні коливання плити, що лежить на змінній пружній основі	120
Куреннов С.С., Барахов К.П., Поляков О.Г. Генетичний алгоритм проектування балки за умов обмежень на переміщення	123
Lebedev V.V., Miroshnichenko D.V., Mysiak V.R., Bilets D.Yu., Tykhomyrova T.S., Savchenko D.O. Hybrid eco-friendly biodegradable construction composites modified by humic substances	127
Мартинів В.І., Макарова С.С., Казмірчук Н.В. Тверда складова та її вплив на властивості ніздрюватих бетонів	129
Медведь І.І., Отрош Ю.А., Майборода Р.І., Щолоков Э.Э. «Поиск решений» в задачах расчета строительных конструкций	131
Мейш Ю.А., Арнаута Н.В., Корнієнко В.Ф. До чисельного аналізу вимушених коливань п'ятишарових дискретно підкріплених циліндричних оболонки	134
Lavrenko Y., Okladnikov D. Mechanical design of a compact active elbow orthosis	136
Парута В.А., Гнып О.П., Лавренюк Л.І. Проектирование составов АСЗС с учетом анизотропии свойств материалов стеновой конструкции и напряжений, вызванных ею	137
Петров В.Н., Жданов А.А. Ветровое воздействие на цилиндрические металлические зернохранилища	141
Pysarevskiy B.Y., Varabash M.S. Computer modeling of the soil-structure interaction in LIRA-SAPR	148
Рудаков С.В. Пожароустойчивость покрытия наружной кровли из нержавеющей стали при попадании молнии	149
Семко О.В., Гасенко А.В. Оптимізація кроку опор нерозрізних балок сталезалізобетонного самонапруженого перекриття	153
Поздеев С.В., Березовський А.І., Неділько І.А., Сідней С.О. Обґрунтування спрощеного розрахункового методу оцінки вогнестійкості залізобетонної пустотної плити	155
Сорока Н.Н. Предельное состояние двухшарнирных арок	158
Сторожук Є.А., Чернищенко І.С., Корнієнко В.Ф. Коливання пружної конічної оболонки східчасто-змінної товщини при дії нестационарного навантаження	163
Гасан Ю.Г., Тарасевич В.І., Дроздова О.В. Дослідження композиційного матеріалу на основі гіпсової в'язучої речовини з високим вмістом золи-винесення ТЕС	165
Твардовський І.О., Калініна Т.О. Влаштування перекриття великих прольотів з застосуванням комбінованих сталі-залізобетонних конструкцій	168
Сур'янінов М.Г., Головата З.О., Корнеєва І.Б., Кириченко Д.О. Про вплив типу сталевих фібри на міцність фібробетону	173
Trofimova L.E. Modeling the characteristic features of the processes of	

structure formation in some building composites	176
Цитлішвілі К.О. Встановлення оптимальних концентрацій пероксиду водню при очищенні висококонцентрованих стічних вод за ферментативною активністю активного мулу	180
Сур'янінов М.Г., Неутов С.П., Лазарева Д.В., Чучмай О.М. Несуча здатність безшарнірних кругових арок з бетону і фібробетону при гідростатичному тиску	185
Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Шваб'юк В.В., Лелик Я.Р. Згин транстропної плити, частково опертої на пружну основу	188
Yurov M.S., Fedorov V.M., Shtefan N.I. Using the rotor angular velocity change mode to increase the latitude gyro accuracy	191
Гузій С.Г., Прихна Т.А., Подгурская В.Я., Остах О.П. Стойкость СВЧ-поглощающих полимерных композитных материалов к действию коррозионных сред и циклических нагрузок	194
Янін О.Є., Ємел'янова Т.А., Новікова С.М. Експериментальні дослідження моделей плит покриттів сільськогосподарських аеродромів в лабораторних умовах	198
Сур'янінов М.Г., Неутов С.П., Корнеєва І.Б., Кіріченко Д.О. Лабораторні випробування моделей дорожніх плит із сталевібробетону	202
Ємел'янова Т.А., Янін О.Є., Волошин М.М. Математичне моделювання вільних коливань тришарової кругової оболонки, яка підкріплена повздожніми ребрами жорсткості	206
Яременко О.О. Розрахунок позacentрово стиснутих елементів	210

## STABILITY OF MULTI-SPAN FRAME WITH REGARD TO GEOMETRIC NONLINEARITY

**Balduk P.H., Ph.D., docent, Yaremenko O.O., Eng., docent,  
Balduk H.P. Eng., Lecturer**

Odessa State Academe Civil Engineersng and Architecture, Odessa, Ukraine

Widespread construction structures include multi-span frames of industrial and residential buildings. For such structures, the question of determining the critical load at the loss of stability of flexible compressed and compression-curved elements taking into account nonlinearity is reflected in numerous works of Ukrainian and foreign scientists [1-5]. There are several ways of solving this issue. Some scientists introduce various assumptions [3-6], allowing a significant simplification of the frame calculation scheme and, as a consequence, obtaining an accurate solution. Other researchers use approximate calculation methods [2, 7], performed only with the use of modern computing software systems.

On the example of a flat free multispan frame of periodic structure (Fig. 1), let's consider the methodology of determining the critical load taking into account geometrical nonlinearity. In order to achieve the set task, we sequentially perform two calculations - deformation calculation of the frame under the action of vertically placed combined load and calculation for stability of this frame under the action of vertical forces only. All calculations are performed using the displacement method.

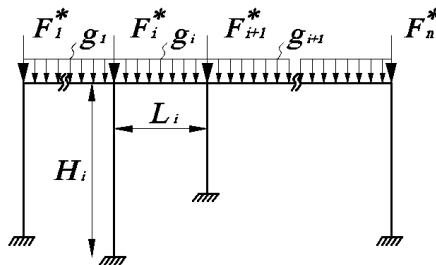


Fig. 1. Model of a flat multi-span frame

As a result of the first calculation, we will determine the longitudinal forces in the vertical bars of the frame, taking into account the geometric changes of this model. We will consider the elastic formulation of the problem under the assumption of small deformations [8]. At the first step, we determine the internal forces in the frame according to the undeformed scheme, and then we calculate by successive approximations taking into account the obtained values of longitudinal forces in the frame compressed rods at the previous steps [9].



The system of canonical equations of the displacement method in matrix form has the form (n - number of struts):

$$\begin{bmatrix} r_{1,1}(\nu) & r_{1,2}(\nu) & \dots & r_{1,n}(\nu) & r_{1,n+1}(\nu) \\ r_{2,1}(\nu) & r_{2,2}(\nu) & \dots & r_{2,n}(\nu) & r_{2,n+1}(\nu) \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{n,1}(\nu) & r_{n,2}(\nu) & \dots & r_{n,n}(\nu) & r_{n,n+1}(\nu) \\ r_{n+1,1}(\nu) & r_{n+1,2}(\nu) & \dots & r_{n+1,n}(\nu) & r_{n+1,n+1}(\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ \dots \\ Z_n \\ Z_{n+1} \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ \dots \\ R_n \\ R_{n+1} \end{bmatrix}. \quad (1)$$

When determining the coefficients of the system of canonical equations, we will take into account the longitudinal bending from the action of the system of forces, and the effect of compressive forces will be taken into account using the known nonlinear functions for compressed bent rods to calculate frames for stability by the displacement method.

For this frame model, we will represent the symmetric matrix of coefficients of equation (1) along the dimensions  $(n+1) \times (n+1)$  as a set of four blocks. We obtain a compact notation of any of the matrix elements by means of formulas of 4 generalized coefficients of the indicated blocks [8].

At the first iteration of the deformation calculation in the system of equations (1), we take the value of all nonlinear functions as unity. We find the displacement of model nodes in the elastic formulation of the problem, followed by the determination of all internal forces in the rods. On the second and subsequent iterations of the deformation calculation, the influence of the compressive forces obtained earlier for each rod of the model is taken into account by correcting the corresponding nonlinear functions of the longitudinal bending  $\varphi_2(\nu_i), \varphi_4(\nu_i), \eta_2(\nu_i)$ . We repeatedly determine the value of all coefficients and solve the system of equations (1). The number of such iterations depends on the convergence of the computational process.

Now let's proceed to the second calculation, the purpose of which is to determine the critical forces in the problem of loss of stability of the first kind in relation to the longitudinal bending of columns. In the second calculation, we consider a system of only nodal vertical forces as loading, so we equate the coefficients of the  $R_i$  system of equations (1) to zero. The values of these forces are obtained in the deformation calculation and are equal to the values of longitudinal forces in the columns. Let us connect the knot forces in proportion to one parameter  $F_0$ :

$$F_1 = f_1 \cdot F_0; \dots F_2 = f_2 \cdot F_0; \dots, F_n = f_n \cdot F_0. \quad (2)$$

The nonlinear parameters  $V_i$  of the functions  $\varphi_2(v_i), \varphi_4(v_i), \eta_2(v_i)$  are reduced to a single argument  $V_o$ . Then all coefficients will also be functions of only one parameter  $V_o$ :

$$r_{i,k}(v) = \Phi_{i,k}(v_o) \quad (3)$$

The search for critical forces consists in determining the roots of the general stability equation, which we obtain by equating the determinant of the coefficient matrix of the system (1) to zero under the displacement condition:  $Z_i \neq 0$ :

$$D(v_o) = |\Phi_{i,k}(v_o)| = 0. \quad (4)$$

Having determined the parameters  $V_o$ , we find the value of the critical forces  $F_{i,kp}$ . The smallest positive value  $v_{i,kp}$  determines the critical value of any of the vertical forces of the system.

$$F_{i,kp} = \frac{v_{i,kp}^2 EI_{Ci}}{H_i^2} \quad (5)$$

The compact form of recording the generalized coefficients of the stiffness matrix [8] made it possible to perform both calculations ( deformation and stability calculations) using one system of equations of the displacement method (1).

The compact form of recording the generalized coefficients of the stiffness matrix [8] made it possible to perform both calculations ( deformation and stability calculations) using one system of equations of the displacement method (1).

In order to implement the proposed method, we wrote an algorithm and a program in Excel spreadsheets. Solution of system of equations (1) of deformation calculation is made by method of successive approximations. Stability equation (8) is solved by selecting the parameter  $V_o$ .

The verification of the calculations obtained by the program has been proved by test calculations of both calculation stages. Using the proposed methodology, the computations for the stability of a flat free one-story frame of periodic structure have been performed. In the ANSYS software package, calculations of this frame were performed according to the deformed scheme, followed by finding the value of the critical longitudinal force. The calculation results are compared.

For flat frames of periodic structure, the proposed method allows to solve the tasks more economically, since the calculations do not use universal computational complexes (ANSYS, LIRA and others).

[1]. Сон М. П., Каюмов Р. А., Мухамедова И. З. Исследование устойчивости пространственных рамных систем. Вестник Казанского технологического университета. 2015. Т.18, №17, С.203-206 <https://cyberleninka.ru/article/n/issledovanie-ustoychivosti-prostranstvennyh-ramnyh-sistem>

- [2]. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600с.
- [3]. Снитко Н.К. Устойчивость стержневых систем в упруго-пластической области // Ленинград: Стройиздат, 1968. — 250 с.
- [4]. Webber A., Orr J.J., Shepherd P., Crothers K. The effective length of columns in multi-storey frames Engineering Structures 102 (2015) 132–143.
- [5]. Wood R. H. 'Effective lengths of columns in multi-storey buildings; Parts 1, 2, 3', Struct. Engr 1974 52 (Nos 7, 8, 9), 235–244, 295–302, 341–346.
- [6]. Ewnetie A., Zerayohannes G. Investigation on applicability of substitute beam - Column frame for design of reinforced concrete sway Frames Journal of EEA, Vol. 33, December 2015 13-25.
- [7]. Аскинази В.Ю. Пространственная устойчивость элементов стальных рамных конструкций переменной жесткости диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. <https://www.dissercat.com/content/prostranstvennaya-ustoichivost-elementov-stalnykh-ramnykh-konstruktsii-peremennoi-zhestkosti>
- [8]. P. Balduk, H. Balduk, O. Yaremenko and N. Yaremenko Calculation of a multi-span frame for stability IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 1164 012008 doi:10.1088/1757-899X/1164/1/012008
- [9]. Сорока М.М. Розв’язок нелінійних задач будівельної механіки. – Одеса: ОДАБА, 2018. – 201с.

## **СТІЙКІСТЬ БАГАТОПРОГОНОВОЇ РАМИ З УРАХУВАННЯМ ГЕОМЕТРИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ**

*Розглядається методика визначення критичного значення навантаження, що діє на плоску багатопрогону раму з урахуванням геометричної нелінійності. Поставлене завдання вирішується у два етапи. На першому етапі виконується деформаційний розрахунок рами, основною метою якого є набуття значень поздовжніх зусиль у стійках. На другому етапі розглядається втрата стійкості першого роду стосовно поздовжнього вигину стійок під дією вертикальних сил. В обох розрахунках вирішується однакова система нелінійних рівнянь методу переміщень. Реалізація алгоритму методики виконано у таблицях Excel. За даною методикою виконано розрахунок плоскої вільної одноповерхової рами періодичної структури.*

## **RECOVERY OF STONE STRUCTURES OF BUILDINGS AS A RESULT OF COMBAT**

**Grynyova I.I., PhD, Senior Lecturer, Klymenko Ye.V., Doc. of Tech.  
Sc., prof., Kuchmenko I.M., Assist.**

Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture  
grynyova@ogasa.org.ua

The masonry takes on loads from its own weight, as well as other structural elements that rely on the masonry, and the loads applied to them. The functions of masonry also include thermal insulation, sound insulation and other functions.

Brick buildings are monumental structures that combine strength, durability and architectural expressiveness.

As a result of military operations, natural aging, including under the influence of precipitation, solar radiation, temperature and wind, as well as as a result of the influence of various negative factors (design and construction errors, man-made, seismic, dynamic and other influences), damage appears in stone structures which evolve over time.

Timely repair and reinforcement allows eliminating defects and damage, maintaining load-bearing and enclosing structures in working order and, as a result, extending the service life of buildings.

Repair of brick walls.

Before proceeding with the repair plans, you can check why the brick walls were damaged. Once this is determined, here are the steps you should take.

Simple cracks can be cleaned by patching them with a suitable mortar. You can even use flexible mastic.

If you are dealing with vertical cracks, you will need to cut out the bricks or stone and replace them with new ones.

It is possible to drill holes in an area that has been cracked. After you have finished drilling, you must introduce a thixotropic resin mixture. After it dries, you can add a grout that matches the color of the wall.

Small diameter stainless steel rods can be used and inserted into the epoxy grout to clean the cracks.

You can cut out the original lintels and use them to attach brick walls.

Among the traditional methods of strengthening stone structures, steel and reinforced concrete clamps, metal belts and overlays, masonry relocation, and others have become the most widespread. Most of them are time consuming to implement, expensive, and in relation to historic buildings, some of them are completely unsuitable for aesthetic reasons.

The reinforcement technology proposed for the stone vaults in the Cathedral of the Assumption of the Blessed Virgin Mary (Odesa, Ukraine) is as follows. On

the surface of a stone laying cleared of plaster and pollution after its moistening the layer of an adhesive plaster solution 3 mm thick in which the reinforced grid from composite materials (fiberglass) sinks is put. Then a protective plaster layer 8-10 mm thick is applied, the surface of which is subjected to finishing. If necessary, a second grid can be installed in the protective layer, which provides increased reinforcement strength. This reinforcement system is known abroad as FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix), and one of its variants is the Ruredilx Mech system.

1. Elizabeth A. Campbell, AIA, LEED AP BD+C and Christopher M. DeRosa. Historic Stone Masonry Restoration. issue 2/2014 vol. 31 num. 2, 1-8
2. Zerbinatti M., Bianco I., Fasana S., Nelva R. Recovery of stone architectural heritage. 9th International Masonry Conference 2014 in Guimarães 2000.
3. García D., San-José J. T., Garmendia L., Larrinaga P. Comparison between experimental values and standards on natural stone masonry mechanical properties in Construction and Building Materials, Elsevier 2012, issue 28 (2012), 444–449.

## **ВІДНОВЛЕННЯ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ У НАСЛІДОК БОЙОВИХ ДІЙ**

*Проаналізовано методи підсилення кам'яних конструкцій у наслідок бойових дій. Запропонована технологія зміцнення кам'яних склепінь у соборі Успіння Пресвятої Богородиці (м. Одеса, Україна). На поверхню кам'яної кладки, очищену від штукатурки та забруднень, після її зволоження наноситься шар штукатурного розчину товщиною 3 мм, в який умивається армована сітка з композитних матеріалів (склопластик).*

УДК 541.64:536.4

## **ТЕПЛОСТІЙКІСТЬ ПОЛІМЕРНИХ МАТЕРІАЛІВ ПРИ РІЗНИХ СТУПЕНЯХ СТВЕРДІННЯ**

**Кондратьєв А. В., д.т.н., професор**

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова,  
м. Харків, e-mail: [andrii.kondratiev@kname.edu.ua](mailto:andrii.kondratiev@kname.edu.ua)

**Вамболь О. О., к.т.н., доц., Шевцова М. А., к.т.н., проф.,**

**Царіцинський А. А., Набокiна Т. П., к.т.н., доц.**

Національний аерокосмічний університет ім. М. Є. Жуковського «ХАІ», м. Харків

**Вступ.** Полімерні композиційні матеріали (ПКМ) набувають все більшого застосування в різних галузях. Активне впровадження композитів вимагає розширення температурної області їх експлуатації [1].

Експлуатаційні характеристики ПКМ, їх довговічність багато в чому залежить від теплостійкості [2]. Теплостійкість у свою чергу залежить від полімерної матриці та визначається здатністю полімеру при температурному навантаженні зберігати характеристики. Найбільш коректним способом визначення теплостійкості ПКМ є визначення температури склування та коефіцієнта лінійного теплового розширення (КЛТР) [3]. Виходячи з цього, актуальним завданням є експериментальне визначення КЛТР та температури склування ПКМ для різних ступенів ствердіння сполучного.

**Постановка задачі та вихідні дані.** Визначення КЛТР епоксидного сполучного Hysol EA 9396 (Henkel, Bay Point, CA, USA) проводилося на циліндричних зразках висотою 7...9 мм. Експеримент визначення КЛТР проводився за допомогою електричного дилатометра. На рис. 1 показана принципова схема експериментального обладнання. Отримані значення електроємності перетворювалися на значення КЛТР із застосуванням еталонного зразка, виготовленого з міді. Було отримано шість видів зразків, виготовлених за різних режимів ствердіння зі швидкістю підйому температури  $1^{\circ}\text{C}/\text{хв}$ . Для першої партії зразків проводилося нагрівання до  $100^{\circ}\text{C}$ . Ступінь ствердіння – 0.88. Для другої партії зразків відбувалося нагрівання до  $115^{\circ}\text{C}$ . Ступінь ствердіння – 0.92. Для третьої партії зразків проводилося нагрівання до  $130^{\circ}\text{C}$ . Ступінь ствердіння – 0.956. Для четвертої партії зразків проводилося нагрівання до  $150^{\circ}$ . Ступінь ствердіння – 0.99. Ступінь ствердіння п'ятої партії зразків становив 0.59. Нагрів проводився до  $50^{\circ}\text{C}$  з витримкою протягом 50 хв. Для шостої партії зразків зі ступенем затвердіння 0.69 відбувалося нагрівання до  $50^{\circ}\text{C}$  з витримкою 80 хв.

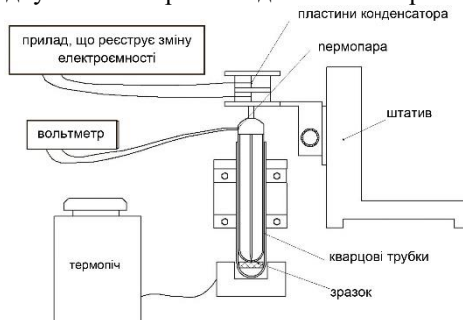


Рис. 1. Принципова схема експериментального обладнання

**Результати досліджень.** Для зразків, що стверджувалися за різними режимами, було визначено КЛТР та побудовано графіки їх залежності від температури (рис. 2).

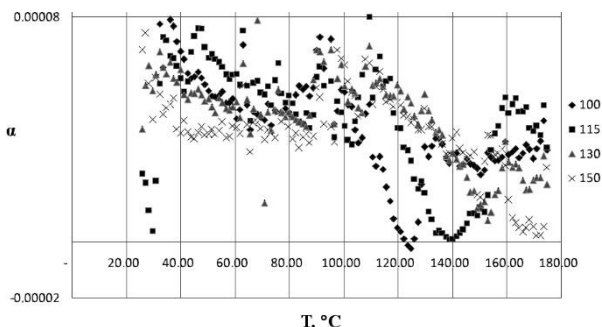


Рис. 2. Залежність КЛТР від температури для зразків, що нагрівались до 100, 115, 130 та 150 °С

Таким чином, за відомою температурою склування було визначено ступінь ствердіння сполучного (рис. 3). В результаті аналізу залежності КЛТР від температури для різних ступенів ствердіння визначено температуру склування (табл. 1).

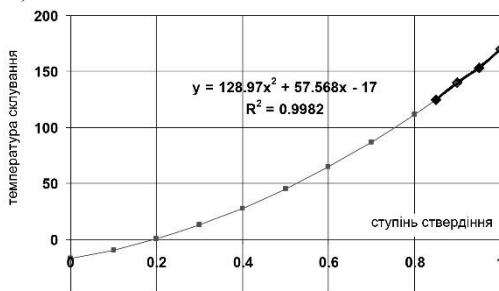


Рис. 3. Залежність температури склування від ступеня ствердіння  
Таблиця 1 – Залежність температури склування для різних ступенів ствердіння

Температурна витримки	Ступінь ствердіння	Температура склування
100	0.88	125/118.25
115	0.92	138
130	0.955	150
150	0.9937	165
50	0.59	80
50	0.69	90

**Висновки.** Для зразків сполучного ПКМ, що стверджувались за різними режимами, було визначено КЛТР і побудовано графіки залежності від температури. В результаті аналізу залежності КЛТР від температури для різних ступенів ствердіння визначено температуру склування.

[1]. Saba N., Jawaid M. A review on thermomechanical properties of polymers and fibers reinforced polymer composites // Journal of Industrial and Engineering Chemistry. – 2018. – Vol. 67. – P. 1 – 11. <https://doi.org/10.1016/j.jiec.2018.06.018>.

[2]. Kondratiev A., Pištek V., Puhina S., Shevtsova M., Fomina A., Kučera P. Self-heating mold for the composite manufacturing // Polymers. – 2021. – Vol. 13, Iss. 18. – 3074. <https://doi.org/10.3390/polym13183074>.

[3]. Struzziero G., Remy B., Skordos A.A. Measurement of thermal conductivity of epoxy resins during cure // Journal of Applied Polymer Science. – 2019. – Vol. 136, Iss.5. – 47015. <https://doi.org/10.1002/app.47015>.

## **HEAT RESISTANCE OF POLYMERIC MATERIALS AT VARIOUS DEGREES OF CURE**

*Composites as the structural and functional materials are widely used in a number of branches of technology. Heat resistance characteristics, including glass transition temperature and coefficient of linear thermal expansion, are among the most important mechanical properties determining specific applications of composites in the presence of thermal effects. The paper covers experimental studies carried out with the use of electric dilatometer on Hysol EA 9396 epoxy binder. Six types of specimens made under various cure modes at the rate of temperature rise of 1 °C/min were studied; coefficients of linear thermal expansion were determined, with the graphs of their dependency on the temperature plotted. After analysis of dependencies obtained for the various degrees of cure, glass transition temperatures were determined. It is shown that the degree of polymer cure is growing with the increase in glass transition temperature. For example, for specimens heated to 100°C, the glass transition temperature is 125 °C, for specimens heated to 115 °C, the glass transition temperature is 140 °C, for specimens heated to 130 °C, the glass transition temperature is 150 °C, for specimens heated to 150 °C, the glass transition temperature is 170 °C. It is observed that reheating of the specimen to the temperature above the glass transition temperature leads to increase in the degree of cure. The results allow us to determine the nature of the material, its thermophysical properties, and, consequently, to control the quality of the resulting composite product.*

УДК 539.3

## **МЕТОДИКА ОЦІНКИ ВІБРОПОГЛИНАЛЬНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ СПІНЕНИХ ПОЛІУРЕТАНІВ**

**Мікуліч О.А., д.т.н., проф., Шваб'юк В.І., д.т.н., проф.**

Луцький національний технічний університет, м. Луцьк

Значне зростання використання у будівництві спінених полімерів, що характеризуються високою міцністю у поєднанні з малою вагою, стійкістю до корозії, тепло- та електроізоляційними характеристиками, зумовлює необхідність розробки методик визначення таких ефективних характеристик цих матеріалів, які б відповідали наперед заданим технічним вимогам. Такий підхід сприятиме розширенню спектру застосування пінистих матеріалів.



У роботі запропоновано методику оцінки вібропоглинальних властивостей пінистих матеріалів, що ґрунтується на аналізі залежності швидкості затухання хвиль у середовищі від структурної неоднорідності матеріалу. Для реалізації описаного підходу використано апарат моментної теорії пружності — континууму Коссера зі стисненим обертанням (псевдоконтинуум Коссера) [1], що дає можливість оцінити вплив масштабного фактору матеріалу на розподіл напружень у середовищі. За використання непрямого підходу методу граничних елементів для псевдоконтинууму Коссера [2] враховано вплив обертально-зсувних деформацій мікрочастинок середовища на напружений стан матеріалу. Проведено числові розрахунки для випадку дії знакозмінного імпульсного навантаження у спіненому поліуретані, на основі яких встановлено залежність швидкості затухання імпульсного навантаження від мікроструктури пінистого матеріалу.

[1]. W. Nowacki, Linear Theory of Micropolar Elasticity, Springer, New York, 1974.

[2]. Mikulich, O., Shvabyuk, V., Pasternak, Ia., Andriichuk, O.: Modification of boundary integral equation method for investigation of dynamic stresses for couple stress elasticity. Mechanics Research Communications, (2018), 91, 107-111.

## **METHOD OF VIBRO-ABSORBING PROPERTY EVALUATION OF FOAMED POLYURETHANES**

*The paper proposes a method for estimating the vibration-absorbing properties of foam materials. Using the indirect approach of the boundary element method for the couple stress elasticity, the influence of shear-rotation deformations of the microparticles of the medium on the stress state of the material is accounted for. Numerical calculations for the case of alternating impulse load in foamed polyurethane were performed. The basis on numerical results the dependence of the impulse load damping rate on the microstructure of the foam material was established.*

УДК 624.012.46:692.5

## **АНАЛІТИЧНІ, КОМП'ЮТЕРНІ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА ФІБРОБЕТОННИХ ПЕРЕХРЕСНО-БАЛКОВИХ СИСТЕМ**

**Шиляєв О.С., к.т.н.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса,

Сучасне промислове та цивільне будівництво неможливо уявити без подальшого розвитку бетону, залізобетону та фібробетону, як найбільш

поширених матеріалів несучих конструкцій. Основою такого розвитку є вдосконалення досліджень їх роботи при різних комбінаціях силових впливів. До розповсюдженого виду таких комбінацій можна віднести сумісну дію згину та кручення, що в повній мірі притаманне перехресно-балковим системам.

Опір залізобетонних конструкцій крученню зі згином на сьогодні вивчено порівняно мало. Про це свідчить хоча б той факт, що в нормативних документах наведено лише загальні положення розрахунку, які не завжди узгоджуються з реальною роботою залізобетону в стадії утворення та розвитку тріщин, а також в граничній стадії опору.

Порівняно зі згином несуча здатність залізобетонних елементів, що піддаються крученню, істотно нижча. Тому, незважаючи на відносно невеликі за абсолютним значенням крутні моменти, їх вплив необхідно враховувати під час розрахунку конструкцій.

В принципі, в будь-якому конструктивному елементі, що працює на згин, виникає кручення за рахунок випадкового ексцентриситету, обумовленого асиметрією перерізу, неоднорідністю матеріалів або позакцентровим прикладенням вертикального навантаження. Неправильне врахування кручення в розрахунках може призвести до невірної відображення характеру розподілу зусиль в системі і, як наслідок, до руйнування конструкції.

Перехресно-балкові системи відрізняються великою кількістю розрахункових схем за різними параметрами – розміщенням елементів, граничними умовами, величинами прогонів та іншими характеристиками. В ортогональних перехресно-балкових системах при експлуатаційних навантаженнях виникають не лише згинальні моменти, але й крутні. Розрахунками таких систем займалось багато дослідників: І.Г. Бубнов [1], П.Ф. Папкович [2], А.А. Курдюмов [3], С.П. Тимошенко [4] та ін.

Кручення в залізобетоні являє собою досить складне явище і суттєво відрізняється від кручення елементів, виготовлених із інших матеріалів. В літературі описано чотири випадки руйнування залізобетону при крученні. На сьогодні відомо цілий ряд методів оцінки міцності залізобетону при наявності кручення. Деякі з них відображено в діючих нормативних документах. Однак багато аспектів висвітлено недостатньо, а часто й розходяться з експериментальними даними. Основними дослідниками в цьому напрямку є: Е. Мерш [5], Е. Рауш [6], Н. Лессіг [7], Д. Касаєв [8] та ін.

Аналітичний розрахунок запропоновано виконувати чисельно-аналітичним методом граничних елементів. При цьому в елементах прийнята лівогвинтова система координат (рис. 1). Прийняті додатні напрямки зовнішніх впливів та позначення показані на рис. 2.

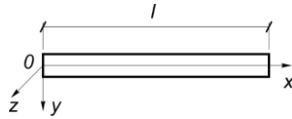


Рис. 1. Прийнята система координат

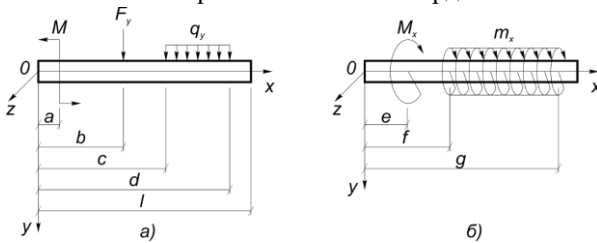


Рис. 2. Позначення для навантажень при згині (а) та крученні (б)

Розрахунок чисельно-аналітичним методом граничних елементів виконується за рівнянням, записаним в матричному вигляді:

$$\vec{Y}(l_i) = \vec{A}(l_i)\vec{X}(0) + \vec{B}(l_i)$$

де  $Y(l_i)$  – матриця зусиль та перемішень в кінці елементів;

$X(0)$  – матриця зусиль та перемішень на початках елементів;

$\vec{A}(l_i)$  – матриця коефіцієнтів системи рівнянь напружено-деформованого стану елементів;

$B(l_i)$  – матриця зовнішнього навантаження;

$l_i$  – довжина і-го елементу.

Розв'язання наведеного вище рівняння виконується шляхом наступних перетворень:

$$\begin{aligned} \vec{Y}(l_i) = \vec{A}(l_i)\vec{X}(0) + \vec{B}(l_i) &\rightarrow \vec{A}(l_i)\vec{X}(0) - \vec{Y}(l_i) = \\ &= -\vec{B}(l_i) \rightarrow \vec{A}^*\vec{X}^* = -\vec{B}(l_i). \end{aligned}$$

Для виконання розрахунку перехресно-балкових систем за допомогою ЧА МГЕ було запропоновано інженерний алгоритм, що складається із шести послідовних пунктів, що дозволяють сформувавши всі необхідні вектори та матриці для виконання розрахунку та отримання напружено-деформованого стану перехресно-балкових систем.

Для демонстрації запропонованого алгоритму було розраховано перехресно-балкову систему, зображену на рис. 3.

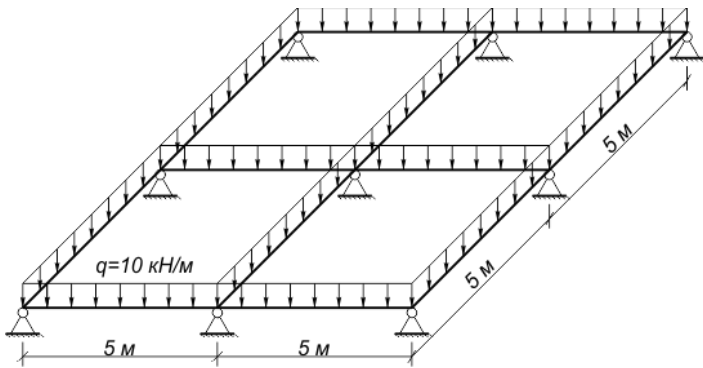


Рис. 3. Розрахункова схема перехресно-балкової системи

В результаті розрахунку за допомогою згаданого вище алгоритму було сформовано матрицю коефіцієнтів  $\bar{A}^*$  (рис. 4) та отримано епюру згинальних моментів  $M_0$  (рис. 5).

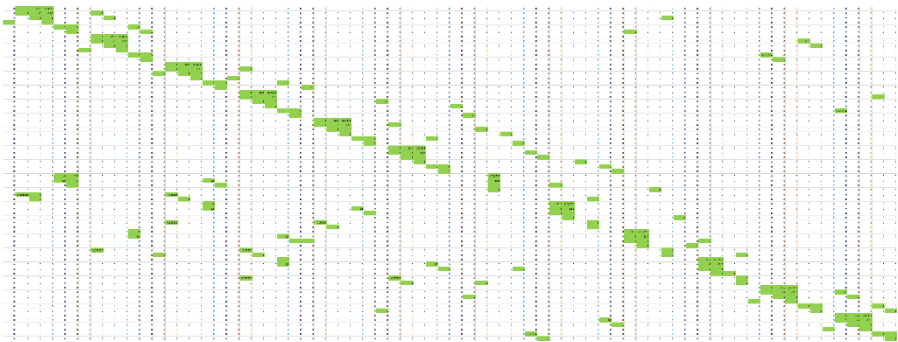


Рис. 4 Структура матриці коефіцієнтів  $\bar{A}^*$

Врахування кручення в залізобетонних елементах пропонується виконувати при цьому за методикою, описаною у [9-11].

Додатково до запропонованої методики було виконано розрахунок перехресно-балкової системи (рис. 6) за допомогою програмного комплексу ANSYS 17.1, що базується на використанні методу скінчених елементів. При моделюванні перехресно-балкової системи використовувався програмний пакет ANSYS Multiphysics, який дозволяє розв'язувати широке коло задач в таких галузях знань, як міцність, розповсюдження тепла, механіка рідини і газу, електромагнетизм.

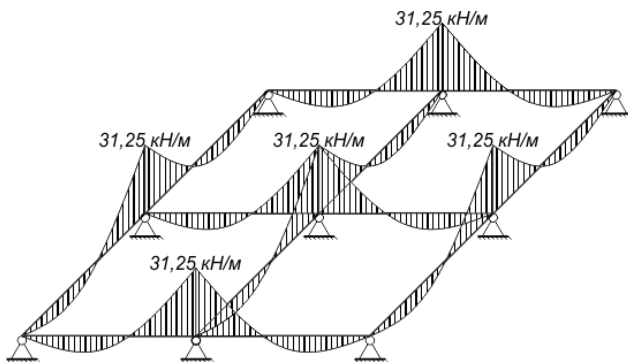


Рис. 5. Еюра згинальних моментів  $M_0$

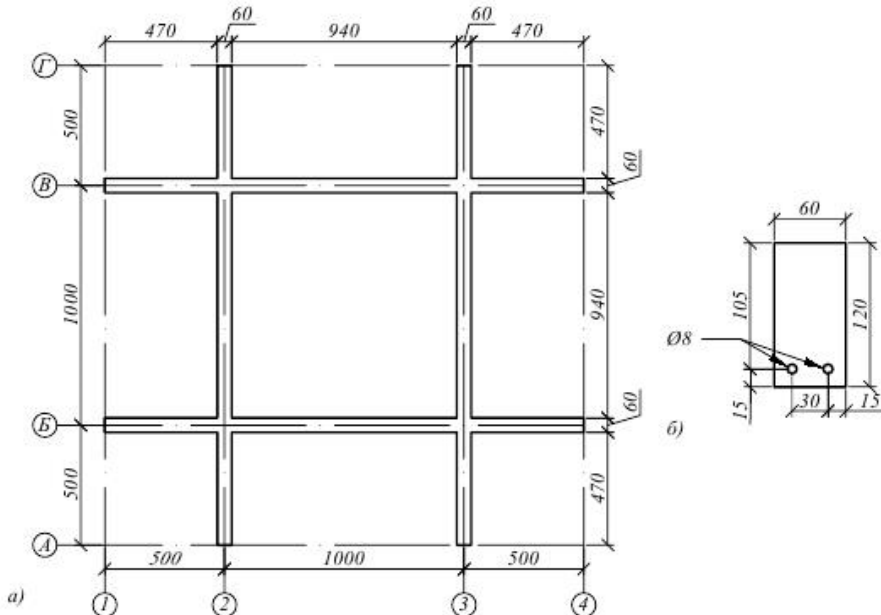


Рис. 6. Схема перехресно-балкової системи

а) схема розміщення балок; б) поперечний переріз балок перехресно-балкової системи

Фізичні характеристики матеріалів заносились до компоненту Engineering Data. Було створено три матеріали, які використовувались в подальших розрахунках: Plain Concrete (звичайний бетон), з характеристиками:  $f_{ctk,0.95} = 2,5$  МПа,  $f_{ck} = 20$  МПа,  $E = 21000$  МПа,  $\mu = 0,2$ ; Fibrous Concrete (сталевібробетон), з характеристиками:  $f_{ctk,0.95} = 2,9$  МПа,  $f_{ck} = 25$  МПа,  $E = 210000$  МПа,  $\mu = 0,22$ ; Structural Steel (арматурна сталь), з характеристиками:  $f_{yk} = 400$  МПа,  $\sigma_b = 500$  МПа,  $E_s = 210000$  МПа,  $\mu = 0,3$ .

Після розрахунку побудованої геометричної моделі, було отримано повні деформації перехресно-балкової системи, виконаної із різних матеріалів (залізобетон та сталеві фібробетон) (рис. 7), та інші результати.

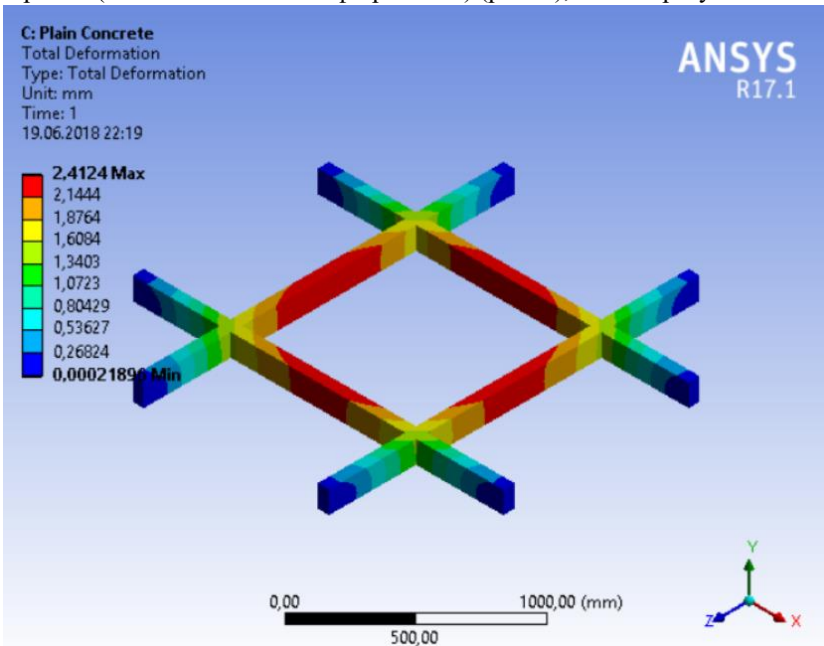


Рис. 7. Повні деформації перехресно-балкової системи із звичайного бетону

Після завершення розрахунків було визначено критичні місця перехресно-балкових систем та проведено серію експериментальних досліджень в лабораторії кафедри будівельної механіки.

Експериментальні зразки запроєктовано з врахуванням вимог діючих нормативних документів. Бетон для виготовлення зразків мав клас С20/25. Арматурний каркас виконано із арматури класу А400С діаметром 8 мм в нижній зоні. При виготовленні сталеві фібробетонних зразків використовувалась стальна фібра з загнутими кінцями виробництва ПАТ «Стальканат-Силур». Фібра додавалась на етапі замішування бетонної суміші в кількості 1% по масі бетону.

Для проведення експериментальних досліджень було розроблено і виготовлено експериментальний стенд, який дозволяє виконувати дослідження перехресно-балкових систем із прикладанням однакового зосередженого навантаження у перехрестях балок, а також для прикладання нерівномірного навантаження.

Досліджувалось три серії перехресно-балкових систем. Перша серія досліджувалась в три етапи: завантаження одного перехрестя, нерівномірне

завантаження балок, рівномірне завантаження за допомогою стенду. Перехресно-балкова система першої та другої серії була виконана зі звичайного бетону. Друга серія досліджувалась на дію зосередженого навантаження, прикладеного в перехрестях балок. Третя серія перехресно-балкових систем була виконана із сталевібробетону та досліджувалась аналогічно до перших двох серій.



Рис. 8. Загальний вигляд готової перехресно-балкової системи

Під час досліджень фіксувалось утворення та розкриття тріщин. За результатами виконаних експериментальних досліджень були побудовані графіки деформування конструкцій, визначено величини зусиль утворення тріщин та руйнування конструкцій. Виконано порівняння результатів розрахунку, отриманих за авторською методикою, за допомогою ANSYS 17.1 з експериментальними даними. Дані порівнювались для обох типів матеріалів перехресно-балкових систем (залізобетон та сталевібробетон) та для різних видів навантажень – симетричного та асиметричного.

За результатами проведеної роботи було зроблено висновки, що при симетричному навантаженні, відмінність між результатами розрахунків МГЕ та МСЕ для перехресно-балкових систем з звичайного бетону та сталевібробетону складає до 3%. При цьому відмінність в МГЕ з врахуванням та без врахування кручення складає до 5%. Відмінність в результатах, отриманих за допомогою МСЕ та експериментальними даними складає до 17%. Відмінність в результатах, отриманих за авторською методикою та експериментальними даними складає до 15%. Таким чином застосування авторської методики розрахунку перехресно-балкових систем

на базі МГЕ дозволяє отримати значення зусиль та деформації у конструкції більше наближені до їх реальної роботи.

- [1] Бубнов И.Г. Строительная механика: В 2-х частях, Санкт-Петербург, 1912-1914.
- [2] Папкович П. Ф. Строительная механика корабля / П. Ф. Папкович. — Л.: Судпромгиз, 1941. — Ч. 2: Сложный изгиб и устойчивость стержней. Изгиб и устойчивость пластин. — 960 с.
- [3] Курдюмов, А.А. К вопросу о расчете перекрытий, подкрепленных несколькими перекрестными связями / А.А. Курдюмов // Сб. трудов ЛКИ. – 1937. – вып. 1.
- [4] Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки [Текст] / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: «Наука», 1966. – 636 с.
- [5] Graf O., Morsch E. Verdrehungsversuche zur Klärung der Schubfestigkeit von Eisenbeton [текст] // Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens. 1922. № 258 – P – 52.
- [6] Рауш, Э. Расчет железобетона на кручение и срез [текст] / Э. Рауш. – М., Гл. ред. строит. лит., 1936.
- [7] Лессиг, Н. Н. Определение несущей способности железобетонных элементов прямоугольного сечения, работающих на изгиб с кручением [текст] / Н. Н. Лессиг // Сб. тр. НИИЖБ, – М., – 1959. Вып. 5. Исследование прочности элементов железобетонных конструкций. – С. 3 – 28.
- [8] Касаев, Д. Х. Прочность элементов кольцевого сечения при совместном действии изгибающего и крутящего моментов [текст] / Д. Х. Касаев // Бетон и железобетон. – 1986. – № 8. – С. 25 – 26.
- [9] Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / М.: Госстройиздат, 1962 – 638 с.
- [10] СНиП 2.03.01–84. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Госстрой СССР, 1985 – 79 с.
- [11] Азизов Т.Н., Голоднова Н.Н. Экспериментальная методика определения крутильной жесткости элементов сборного железобетонного перекрытия с нормальными трещинами // Бетон и железобетон в Украине. – 2008. - №6. С. 16-19.

## **ANALYTICAL, COMPUTER AND EXPERIMENTAL STUDIES OF REINFORCED CONCRETE AND FIBER REINFORCED CONCRETE CROSS-BEAM SYSTEMS**

*The paper is devoted to the determination of the stress-strain state of cross-beam systems using the boundary element method, software packages implementing the finite element method, and experimental studies of cross-beam systems. A methodology for calculating cross-beam systems based on the use of the boundary element method is proposed. Comparison of the research results showed a better convergence of the results obtained by the author's method with the experimental data as compared with the method of finite elements.*



## **ВПЛИВ ВОГНЕЗАХИСТУ НА ТЕРМІЧНУ ДЕСТРУКЦІЮ ТКАНИНИ**

**Цапко Ю.В., д.т.н., проф.**

Науково-дослідний інститут в'язучих речовин і матеріалів ім. В. Д. Глуховського  
Київський національний університет будівництва і архітектури,  
Національний університет біоресурсів і природокористування України, Київ

**Суханевич М.В., д.т.н., проф.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ

**Бондаренко О.П., к.т.н., доц.**

Науково-дослідний інститут в'язучих речовин і матеріалів ім. В. Д. Глуховського,  
Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ

**Цапко О.Ю., к.т.н., с.н.с.**

Науково-дослідний інститут в'язучих речовин і матеріалів ім. В. Д. Глуховського,  
Київський національний університет будівництва і архітектури,  
Український державний науково-дослідний інститут "Ресурс", Київ

**Сарапін Ю.О., фак.**

Управління пожежної безпеки Збройних сил України, Київ

**Жеребчук Д.С., студ.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ

На теперішній час текстильні матеріали традиційно залишаються одними з найбільш розповсюджених матеріалів для облаштування приміщень. Також застосування легко зведених конструкцій з текстильних займистих виробів свідчить про стійку тенденцію до збільшення попиту на них. У зв'язку з їх підвищеною горючістю підвищується пожежне навантаження об'єктів. Статистичні дані щодо виникнення пожеж у результаті займання текстильних матеріалів свідчать, що спостерігається тенденція до їх збільшення, а також до підвищення кількості загиблих людей.

В роботі [1] представлені результати дослідження показників матеріалів з антипіренами для приміщень, де проживають люди, зокрема, текстильні тканини, деревно-стружкові плити. Вивчено вплив вогнезахисних добавок на втрату ваги зразків деревних плит під впливом вогню. Досліджено вплив типу та тривалості просочення на зниження горючості й температури висихання просочених текстильних матеріалів на час їх горіння.

В роботі [2] відзначено смоли на основі меламіну, які широко використовуються в тканинах для підвищення вогне- і теплостійкості. Модельовані експерименти з пранням припускають, що за один раунд прання водою 76...90 % меламіну було видалено з одягу.

Для застосування у якості вогнезахисного покриття для текстилю запропоновано гідроксиди металів у роботі [3]. Встановлено, що для

отримання необхідної вогнестійкості тканини достатньо використовувати до 60 % гідроксидів металів. Проте, це призводить до високої жорсткості тканини та обмежує використання гідроксидів металів для деяких текстильних матеріалів, таких як килимові підкладки та брезенти.

Все це дає підстави стверджувати, що доцільним є проведення дослідження, присвяченого визначенню параметрів, які забезпечують стійкість до руйнування, а також впливають на механізм дії при захисті тканини. Тому термічний аналіз деревини, вплив температури та часу на цей процес обумовило необхідність проведення досліджень у даному напрямку.

Для визначення енергії активації при розкладі тканини використовували зразки парусинової тканини розміром 100×100 мм, які обробляли модифікованим покрівельним просочувальним розчином на основі суміші органічних і неорганічних речовин «Firewall-Attic» (карбамід – 28...30 % і фосфорні кислоти – 23...24 %), модифікованої крохмалем у кількості 20 %.

В табл. 1 приведено результати термічного аналізу та розрахунку параметрів, необхідних для визначення енергії активації обробленої деревини.

Таблиця 1 – Результати термічного аналізу

t, K	$\Delta M, \%$	$\ln(\ln(100/100-\Delta M))$
Парусинова тканина необроблена		
343	0,05	-7,60065
443	6,1	-2,76558
473	11,2	-2,13045
593	24,1	-1,28825
753	60,3	-0,07924
973	80,0	0,475885
Парусинова тканина вогнезахищена		
343	1,2	-4,41682
473	4,1	-3,17332
573	22,3	-1,37708
723	40,0	-0,67173
793	44,4	-0,53275

В табл. 2 наведено значення енергії активації при термічному розкладі деревини.

Таблиця 2 – Розраховане значення енергії активації при деструкції деревини

№ п/п	Тканина	Енергія активації, E (кДж/моль)
1	необроблена	14,5
2	вогнезахищена	87,3

На рис. 1 приведено графічна залежність швидкості деструкції тканини від оберненої температури.

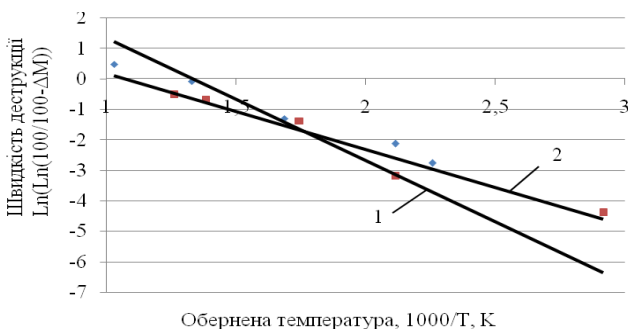


Рис. 1. Графічна залежність швидкості деструкції тканини від оберненої температури: 1 – необроблена, 2 – вогнезахиснена

Як видно з табл. 2, піроліз вогнезахисненої тканини потребує більшої енергії активації, порівняно з необробленою понад 5 разів.

Таким чином, в результаті проведених досліджень виявлено, що для термічного вогнезахисненої тканини необхідна значно більша енергія активації, ніж для розкладу необробленої.

[1] Vachnina, T.N., Susoeva, I.V., Titunin, A.A. Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 962 2 (2020) 022008.

[2] Zhu H., Kannan K. Determination of melamine and its derivatives in textiles and infant clothing purchased in the United States. Science of the Total Environment. 710 (2020) 136396.

[3] Dietzel Y. Development of an environmentally friendly, halogen-free flame-retardant coating on the basis of high-performance submicron metal hydroxides. Gummi, Fasern, Kunststoffe. 68 7 (2015) 490-496.

## EFFECT OF FIRE PROTECTION ON THERMAL DESTRUCTION OF FABRIC

*The development of reliable methods for studying the conditions of fire protection of fabrics leads to the creation of new types of fireproof materials. In this regard, thermogravimetric studies of canvas fabric using an intumescent coating, which allows to assess the loss of mass at high temperatures. According to the results of which it is established that under thermal action for fire-retardant fabric weight loss decreased almost twice. As a result of tissue fire protection, the activation energy during thermal decomposition increases to 87.3 kJ/mol. This suggests that the process of fire protection of textile material is not only the decomposition of flame retardants with the formation of inert gases that interact with the flame on the surface of the sample, but also inhibiting the heat transfer to the material treated with intumescent coating foam coke. Thus, there is reason to believe about the possibility of targeted regulation of the processes of fire protection of the fabric by applying coatings capable of forming a protective layer on the surface of the material, which inhibits the rate of heat transfer.*

## **FINITE ELEMENT ANALYSIS OF FLOOR SLABS BY MEANS OF VISUAL PROGRAMMING IN SAPFIR-3D**

**Volvach A.A, postgraduate student**

National Aviation University, Kyiv

To calculate analytical model of buildings and receive stress-strain state results, triangulation of structural elements is required. Great attention should be paid to reinforced concrete multi-span floor slabs at the joints with vertical elements. Due to unevenness and complexity in form, the finite element mesh of slab in such places can become more concentrated, which leads to an increase in stress values and inadequately elements design. To prevent such negative consequences and create an even mesh all over the slab, additional mesh generation in such places is required. The simple method of adjustment of finite element method (FEM) mesh generation of floor slabs at the joints with vertical elements is represented by author below. The method is realized by means of visual programming in SAPFIR-3D.

The main point of finite element analysis (FEA) in construction is to subdivide large structural elements into smaller, simpler parts. In case of reinforced concrete floor slab, it should be subdivided by mesh into triangles or tetragons. Some recent researches of reinforced concrete slabs with using different FEA software are represented by authors: Dutch scientists [1] described slab behavior under different load conditions and received a good agreement between experimental and numerical investigations by using DIANA software; the FEA package ABAQUS were used by the author [2] for the study behavior of textile reinforced concrete slab; Ukrainian scientist [3] described the “engineering nonlinearity” method, which is developed in FEA software LIRA-SAPR for determining the stiffness parameters of the section.

On the other hand, visual programming keep implement in structural engineering, especially after building information modeling (BIM) developing for last years. Visual programming allows to manage data and objects graphically by algorithm, using blocks of data and connections between them. In the recent research [4], we can see the growth of the use of visual programming in infrastructure projects over the time, which indicate relevance of this problem in modern world. According to the research [5], it is possible and beneficial to use visual programming to collect and calculate data in automate way with aim to obtain optimal solution between architectural and structural decisions.

For the integrated use of software in the construction field in order to ensure the integration of software systems for various purposes into a single fully functional automated system that automates the solution of design problems in the field of design the SAPFIR-3D software package has been

developed [6]. One of the advantages of this software package is the presence of an integrated system SAPPFIR-Generator with the possibility to use both as textual and visual programming in script creating, which open a wide range of perspectives in parametric modeling and FEA. To create a script for FE mesh adjustment, a sequential action algorithm with connection between nodes in script and elements in model is required. Thus, it is necessary to enter the input data at the beginning of the script by the parameters of which, we can get the final result at the end.

To analyze how script created in SAPPFIR-Generator impacts on the results of FEA, information model of 8-storey skeleton reinforced concrete building with basement was performed in SAPPFIR-3D. Then, 3 types of FE mesh with different triangulation step were generated. After that, each variant of floor slab mesh was adjusted at the joints with vertical elements. To analyze the impact on the results, the most complicated intersection of the elevator shaft with floor slab was chosen (fig. 1).

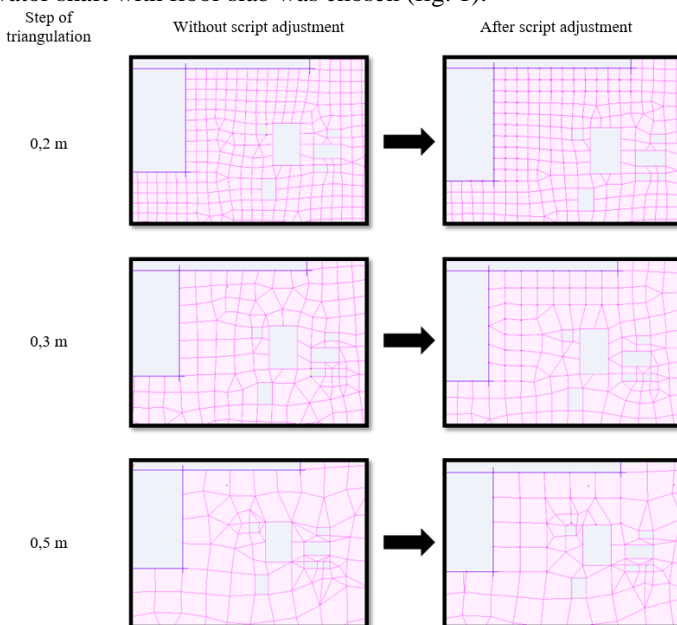


Fig. 1. FE mesh adjustment around vertical elements by means of visual programming in SAPPFIR-3D

As we see in fig. 1, FE mesh becomes more uniform, begins to reproduce the square shape more correctly. At the same time, the division in places with small openings becomes more frequent and small elements of the mesh is appearing. With bigger step of triangulation comes bigger difference in the mesh arrangement and the stress becomes more distributed over the area of

the slab. After floor slab mesh adjustment at the joints with vertical elements, changes in values of stress-strain state of the slab are observed.

Thus, by means of visual programming, adjusted FE mesh of reinforced concrete slab was generated. It was proved the need to pay attention to the results of the calculation of the floor slab at the intersection with vertical elements. The main advantages and disadvantages of visual programming have been disclosed in this research. The process of model integration from SAPFIR-3D to LIRA-SAPR was realized. The results of this study may be the basis for further more detailed study of the problem.

1. G. Zarate Garnica, Y. Yang and E.O.L. Lantsoght, Nonlinear Finite Element Analysis of Tests of Reinforced Concrete Slabs (IABSE Congress: Structural Engineering for Future Societal Needs, 2021), pp. 322-330.
2. P. V. Manjula and N. I. Narayanan, Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slab Strengthened with Textile Reinforced Mortar (National conference on recent advances in civil engineering and technology, Thrissur, 2017).
3. M. S. Barabash, Some aspects of modelling nonlinear behaviour of reinforced concrete (Strength of Materials and Theory of Structures, 2018), 100, pp. 164-171.
4. J. Collao, F. Lozano-Galant, J.A. Lozano-Galant and J. Turmo, BIM Visual Programming Tools Applications in Infrastructure Projects: A State-of-the-Art Review (Applied Sciences, 2021), 11, 8343.
5. Y. M. Veras de Carvalho, L. C. M. Olimpio, M. G. Lima, M. M. X. Lima, and J. P. Barros Neto, "BIM and Visual Programming Language Supporting Project Constructability", in Proceedings of the 29th Annual Conference of the International Group for Lean Construction, 2021 (IGLC29), edited by L.F. Alarcon, and V.A. González (Lima, Peru, 2021), pp. 126–135.
6. M. S. Barabash, A. Bashinsky and M. Kuzmenko, Organizatsiya tekhnologii integratsii programmnykh kompleksov pri proyektirovanii aeroporta [Organization of technology for integrating software systems in the design of an airport] (AVIA-2017: XIII International Scientific-Technical Conference, Kyiv, 2017), pp. 23.21-23.25.

## **АНАЛІЗ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ МЕТОДОМ СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДОПОМОГОЮ ВІЗУАЛЬНОГО ПРОГРАМУВАННЯ У САПФІР-3Д**

*У статті розкрито можливість використання візуального програмування для налаштування сітки скінчених елементів плити перекриття з метою удосконалення її форми на стиках з вертикальними елементами конструкції. Розглянуто метод і варіанти візуального програмування у САПФІР-3Д. Проаналізовано результати впровадження скрипту на аналітичну модель плити перекриття при різних кроках триангуляції.*

## ON THE NATURAL VIBRATIONS OF THIN ELASTIC PARABOLIC SHELLS

**Lizunov P.P., Doctor of Technical Sciences, Professor**  
**Krivenko O.P., Candidate of Science (Engineering), Senior Researcher**  
**Vorona Yu.V., Candidate of Science (Engineering), Senior Researcher**  
**Kara I.D., Candidate of Science (Engineering)**

Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv,  
e-mail: olakop@ukr.net

There are a large number of theoretical, numerical and experimental studies of shells of various shapes in the scientific literature. The most studied are shells of revolution with the canonical shape, predominantly of constant thickness. Parabolic shells are widely used in various branches of engineering and in construction. For example, in construction, parabolic shells are most often used as load-bearing domes. Parabolic shells have found the greatest use in the structural systems of aerospace, high-speed underwater and ground technology, as thin-walled fairings. However, a relatively small number of works have been devoted to their study. Some new information on strength analysis of parabolic shells, on determination of the frequencies of their natural vibrations and the examples of application of paraboloid of revolution in civil engineering in 1900-2017 are presented in the review paper [1]. The paper [2] considers free vibrations of parabolic shells of revolution that simulate the rocket fairings. An analysis of the geometry of the main fairing showed that it is well modeled by a parabolic shell of constant thickness.

The report presents the results of investigations of the effect of the geometric parameters of parabolic shells (namely, its height) on modal characteristics [3]. The researches are based on the unified methodological positions of 3D thermoelasticity, the application of the finite element moment scheme, shell modeling using a universal finite element [4,5], and modal analysis of the structure according to the method described in [6–9].

We consider thin elastic parabolic shells of constant thickness clamped along its contour. According to [2] the parameters of the shells have the following values:

$h = 5$  mm is a thickness,  $R = 2$  m is a radius of the support contour,  $E = 7.2 \cdot 10^4$  MPa,  $\nu = 0.3$ . Shells with a height  $H = 1, 2$  and 4 m are considered.

A finite element model of a half shell with a symmetry plane has been taken as the calculated one. Since the top of the shell is a singular point, a hole, having a diameter less than the thickness of the shell, is cut around it in the finite element model of the structure.

The solutions converge on a  $20 \times 50$  FE mesh. Taking into account the complex mode shapes of shells, the model with a mesh of  $40 \times 50$  FEs has been taken as the calculation one.

Table 1

$H$	Calculation method	$\omega_i, \text{Hz}$				
		$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$	$\omega_5$
1 m	FEMS	230.40	230.82	231.45	232.74	233.96
2 m	[2]	157.50	159.34	162.67	167.43	173.58
	FEMS	162.57	162.69	164.48	164.83	168.47
	SCAD	162.05	162.64	163.13	165.00	
	$\Delta_{FEMS}^{[2]}, \%$	3.2	2.1	1.1	-1.5	-2.9
	$\Delta_{FEMS}^{SCAD}, \%$	0.32	0.03	0.83	-0.10	
4 m	[2]	75.70	76.00	77.40	78.50	80.90
	FEMS	77.83	78.30	79.89	81.06	84.84
	$\Delta_{FEMS}^{[2]}, \%$	2.8	3.0	3.2	3.3	4.9

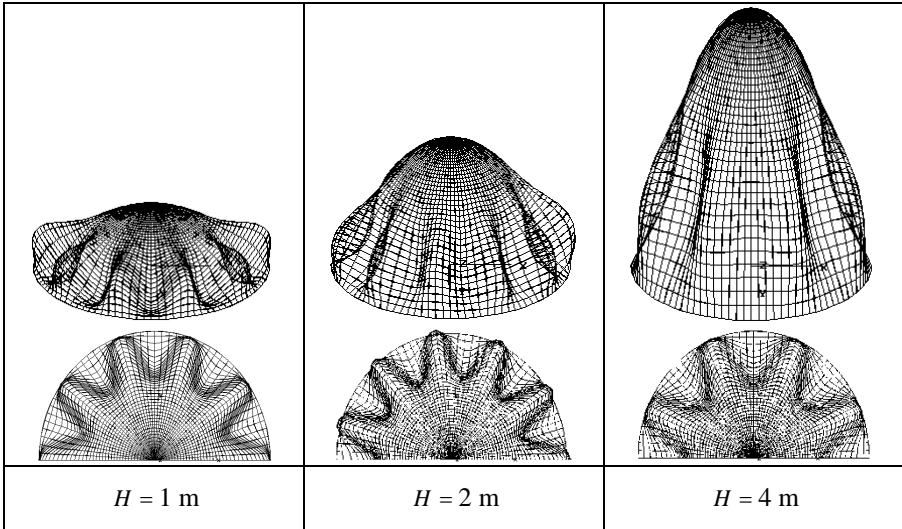


Fig. 1

Analyzing the calculation results (Table 1), one can note a good agreement between the natural frequency values obtained by the FEMS and those given in paper [2] ( $H = 2$  and  $4$  m), as well as a qualitative agreement between the vibration modes. Some difference in the results, not exceeding 5%, can be explained by the



use of a refined three-dimensional approach and the use of a universal spatial FE in the research based on the FEMS. For the shell with the height of 2 m, a calculation has been made using the integrated software system SCAD [10]. The frequency difference does not exceed 0.83%. We have a complete match in terms of vibration modes. As is known, when using the calculation scheme in the kind of a semi-paraboloid with imposed symmetry conditions, multiple natural frequencies are lost, which is confirmed by the calculations.

Mode shapes for shells of different heights, corresponding to frequency  $\omega_1$ , are shown in Fig. 1. The shapes are shown in the figures on an enlarged scale for clarity. The largest oscillation amplitudes are observed in the middle part of the shell closer to the pinched edge. There is no wave formation in the top region of the shell. With a successive increase in the height of the paraboloid, the natural oscillation frequencies decrease.

The largest vibration amplitudes are observed in the middle part of the shell nearer to the clamped edge. There is no wave formation in the upper part of the shell. With a successive increase in the height of the paraboloid, the natural oscillation frequencies decrease.

- [1]. Krivoschapko S. N. On application of parabolic shells of revolution in civil engineering in 2000-2017 / Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings, 2017. No 4, p. 4-14. DOI:10.22363/1815-5235-2017-4-4-14 (in Russian)
- [2]. Chernobryvko M. V., Avramov K. V., Romanenko V. N., Cochurov R. E., Batutina T. Y. Free vibrations of rockets parabolic deflectors / Mechanics and mechanical engineering, 2013. No 1, p. 38-47. (in Russian)
- [3]. Bazhenov V. A., Krivenko O. P., Vorona Yu. V. Modal analysis of thin parabolic shells / Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. K.: KNUCA, 2019. Issue 102. P. 171-179. <http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-102/18-102.pdf> (in Ukrainian)
- [4]. Bazhenov V. A., Krivenko O. P., Solovei M. O. Nonlinear deformation and buckling of elastic shells with inhomogeneous structure. Kyiv: ZAT Vipol, 2010. 316 p. ISBN: 978-966-646-097-7 (in Ukrainian).
- [5]. Bazhenov V. A., Krivenko O. P., Solovey N. A. Nonlinear deformation and stability of elastic shells of an inhomogeneous structure: Models, methods, algorithms, poorly-studied and new problems. M.: Knizhnyi dom LIBROKOM, 2013. – 336 s. ISBN: 978-5-397-03500-2 (in Russian).
- [6]. Bazhenov V. A., Krivenko O. P., Legostaev A. D. Stability and natural vibrations of inhomogeneous shells taking into account the stress state / Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. K.: KNUCA, 2015. Issue 95, p. 96-113. [http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-95/06-95\\_bazh\\_lego\\_kriv.pdf](http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-95/06-95_bazh_lego_kriv.pdf) (in Ukrainian)
- [7]. Bazhenov V., Krivenko O. Buckling and Natural Vibrations of Thin Elastic Inhomogeneous Shells. – LAP LAMBERT Academic Publishing, Saarbrücken, Deutschland, 2018. – 97 p. ISBN: 978-613-9-85790-6.
- [8]. Bazhenov V. A., Krivenko O. P. Buckling and vibrations of elastic inhomogeneous shells under thermo-mechanical loads – Kyiv: Karavella, 2020. – 187 p. ISBN: 978-966-8019-85-2 (in Ukrainian)

[9]. Bazhenov V. A., Krivenko O. P., Vorona Yu. V. Buckling and vibrations of elastic shells under thermomechanical loads / VIII Intern. Conf. Actual problems of engineering mechanics, abstracts of reports, Odessa. p.17-20.

[10]. Karpilovsky V. S., Kriksunov E. Z., Perel'muter A. V., Perel'muter M. A. Software SCAD – Moscow: SCAD SOFT, 2009. 656 p. (in Russian).

## **О СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЯХ ТОНКИХ УПРУГИХ ПАРАБОЛИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК**

*Приводятся результаты модального анализа параболических оболочек, моделирующих обтекатель ракеты-носителя. Исследования базируются на единых методологических позициях 3D термоупругости, применении моментной схемы конечных элементов, моделировании оболочки с помощью универсального пространственного конечного элемента. Получено хорошее совпадение с результатами расчетов, полученными другими авторами и с помощью программного комплекса SCAD. Наибольшие амплитуды колебаний наблюдаются в средней части оболочки ближе к заземленному краю. В вершинной области оболочки волнообразования отсутствует. При последовательном увеличении высоты параболоида собственные частоты колебаний падают.*

УДК 624.012.45

## **ВПЛИВ ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ НА ЗУСИЛЛЯ В ЕЛЕМЕНТАХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕРКРИТТІВ**

**Азізов Т.Н., д.т.н., проф.**

Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини

**Роландо Перейрас, аспірант**

Одеська державна академія будівництва та архітектури

У роботі [2] та інших роботах авторів цієї статті наведено методики визначення жорсткості та міцності при крученні залізобетонних елементів із нормальними тріщинами. Показано також, що крутильна жорсткість впливає на перерозподіл зусиль у статично невизначених системах. Проте, наскільки й у яких саме елементах цей вплив більший, а в яких менше у цих роботах не показано. Крім того, факт зміни жорсткості всього скінченого елемента в результаті утворення тріщини тільки в одній його частині також призводить до помилок, які повинні бути усунені.

У літературі [3-5] при оцінці крутильної жорсткості залізобетонних елементів розглядаються лише елементи з просторовими тріщинами, хоча вплив нормальних тріщин на цю жорсткість є суттєвим [2]. Практично усі програмні комплекси при розрахунку стрижневих залізобетонних систем

передбачають зміну згинальної жорсткості від тріщиноутворення [6], а крутильна жорсткість при цьому не змінюється. Це призводить до похибок в визначенні згинальних і крутних моментів в складних системах, що деформуються просторово (перекриття, мостові споруди, фундаментні системи та стрічкові фундаменти тощо).

У зв'язку з вищезазначеними фактами актуальною є оцінка впливу зміни крутильної жорсткості на перерозподіл зусиль у перехресно-стрижневих системах.

Розглянемо залізобетонне переkritтя, оперте по кутах. Така схема спирання найбільш поширена у монолітному будівництві будинків, де переkritтя спирається на колони. Для аналізу можна замість плити розглянути перехресно-стрижневу систему. Така схема може застосовуватися для моделювання суцільного переkritтя, про що було сказано також в [1].

Представлення суцільного переkritтя у вигляді перехресно-стрижневої системи зручно у зв'язку з тим, що зміна крутильної жорсткості стрижневих елементів вивчена досить широко [2], тоді як облік кручення в плитах з урахуванням тріщиноутворення залишається не вивченим. При цьому переміщення у перехресно-стрижневій системі практично повністю збігаються з переміщеннями плити. А перехід від зусиль у стрижнях до зусиль у плиті не складно проводити за методикою авторів [1].

Розрахунок такої системи легко проводиться будь-яким з відомих способів будівельної механіки, включаючи метод скінчених елементів, метод переміщень і т.д. Враховуючи відомі експериментальні дослідження, можна сказати, що після утворення тріщин згинальна жорсткість змінюється лінійно. Тому пропонується поточну згинальну жорсткість  $B$  залежно від рівня зусиль визначати за формулою:

$$B = (M - M_{crc}) \frac{B_0 - B_{min}}{M_{crc} - M_{ult}} + B_0 \quad (1)$$

де  $B$ ,  $B_0$ ,  $B_{min}$  – відповідно поточна, максимальна та мінімальна жорсткості;  $M$ ,  $M_{crc}$ ,  $M_{ult}$  – згинальні моменти відповідно поточний, утворення тріщин та граничний (руйнівний).

Враховуючи теоретичні та експериментальні дослідження авторів [2], можна припустити, що жорсткість при крученні також змінюється за лінійним законом. Тоді поточну крутильну жорсткість пропонується визначати за аналогічною формулою:

$$D = (M_t - M_{t,crc}) \frac{D_0 - D_{min}}{M_{t,crc} - M_{t,ult}} + D_0 \quad (2)$$

де  $D$  – поточна крутильна жорсткість;  $D_0$  – початкова крутильна жорсткість (жорсткість елемента без тріщин);  $D_{min}$  – мінімальна крутильна жорсткість (перед руйнуванням);  $M$ ,  $M_{ult}$  – крутні моменти відповідно поточний і граничний (руйнуючий);  $M_{t,crc}$  – крутний момент, який відповідає згинальному моменту утворення тріщин.

Окремо слід зупинитись на визначенні величини  $M_{t,crc}$ . Це крутий момент у розглянутому стрижні, який відповідає згинальному моменту утворення тріщин. Точне визначення досить складно і вимагає додаткових внутрішніх ітерацій. Наближено пропонується визначати його за наступною схемою. У пружній постановці (на нульовій ітерації) визначається співвідношення крутного та згинального моментів  $k_t = M_t / M$ . Далі величина  $M_{t,crc}$  на всіх стадіях ітерацій визначається за формулою:

$$M_{t,crc} = k_t M_{crc} \quad (3)$$

Розрахунок, проведений за наведеною вище схемою, дозволяє аналізувати вплив врахування зміни як згинальної, так і крутильної жорсткості в результаті утворення тріщин.

Якщо за допомогою перехресно-стрижневої системи розраховується суцільне перекриття, то перехід від зусиль у стрижнях до зусиль у суцільній плиті здійснюється за наступною схемою, основи якої покладені у [1]. Спочатку слід визначити згинальні та круті моменти в конкретному вузлі  $k$ . До вузла у загальному випадку примикають чотири стрижні. В результаті розрахунку перехресно-стрижневої системи ми отримуємо згинальні моменти  $M_b, M_r, M_v, M_n$  і круті моменти  $M_{t,b}, M_{t,r}, M_{t,v}, M_{t,n}$  відповідно для стрижня, що примикає до вузла  $k$  ліворуч, праворуч, зверху та знизу.

Згинальні  $M_x, M_y$  та круті  $M_{xy}$  моменти в точці  $k$  суцільної плити визначаються за формулами:

$$M_x = (M_l + M_r) / 2 + \mu \cdot (M_v + M_n) / 2 \quad (4)$$

$$M_y = (M_v + M_n) / 2 + \mu \cdot (M_l + M_r) / 2 \quad (5)$$

$$M_{xy} = (M_{t,l} + M_{t,r} + M_{t,v} + M_{t,n}) \cdot (1 - \mu) / 4 \quad (6)$$

де  $M_b, M_{t,b}, \dots$  - вищеописані згинальні та круті моменти в стрижнях;  $\mu$  - коефіцієнт Пуассона.

Для з'ясування суттєвого впливу врахування зміни крутильної жорсткості розглянуто розрахунок системи з перехресних балок, яка моделює перекриття розміром в плані 6000x6000 мм з обпиранням по кутах. Крок балок поздовжнього і поперечного напрямку прийнято 750 мм. Рівномірне навантаження приведено до зосереджених сил, які прикладені у місцях перетину стрижнів перпендикулярного напрямку.

Аналіз результатів цього розрахунку дозволяє зробити висновок, що при врахуванні зміни крутильної жорсткості в результаті тріщиноутворення згинальні моменти змінюються до 19%, а круті моменти відрізняються до 265%! Цей суттєвий факт вимагає обов'язкового врахування при проектуванні. Причому круті моменти елементів середніх балок перехресно-стрижневої системи виявляються суттєво меншими, що тягне за собою економію арматури. Крім того, в результаті врахування зміни крутильної жорсткості підвищується надійність проектування таких систем.

Слід зазначити, що перерозподіл зусиль може бути іншим при різному співвідношенні розмірів перерізу балок перехресно-стрижневої системи. Тим

самим доведено, що при кожному проектуванні слід враховувати факт зміни не тільки згинальної, а й крутильної жорсткості стрижнів у результаті тріщиноутворення.

1. Azizov T. Determination of Bending and Torque Moments in Orthotropic Plate As In a Crossbeam System // Sciences of Europe. – 2022. – Vol 1, № 87(2022). – P. 61-63. DOI: 10.24412/3162-2364-2022-87-1-61-63.
2. Azizov, T., Kochkarev, D., Galinska, T. Reinforced Concrete Rod Elements Stiffness Considering Concrete Nonlinear Properties (2020) Lecture Notes in Civil Engineering, 47, pp. 1-6. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-85071361407>.
3. Cowan H.J. and Armstrong S. Experiments on the Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams and of Concrete-Encased Steel Joints in Combined Bending and Torsion/ Magazine of Concrete Research, Vol. 6, No. 19//U.K.: London, 1955.- pp. 3-20
4. Ilker Kalkan, Saruhan Kartal. Torsional Rigidities of Reinforced Concrete Beams Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling. World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering. Vol.11, (№7). 2017. P. 969-972.
5. Karpenko N.I. obshchie modeli mekhaniki zhelezobetona. – М.: Strojizdat, 1996. – 416 s.
6. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – К., 2007. – 394 с.

## **THE EFFECT OF CRACKING ON THE LOADS IN THE ELEMENTS OF REINFORCED CONCRETE FLOORS**

*A method for calculating reinforced concrete floors using an approximation in the form of a cross-rod system is provided. Formulas to account for the change in bending and torsional stiffnesses, due to the formation of cracks, as part of the iterative calculation of floors and cross-rod systems are provided. Using a reinforced concrete cross-rod system with plan dimensions of 6000x6000 mm, as an example, it is shown that when the change in the torsional stiffness of the rods due to the formation of cracks is accounted for, the torsional moments in the rods can vary by more than 260%, compared to the calculation without taking into account the change in torsional stiffness. Bending moments differ up to 20%.*

## ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЧНОСТИ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЗОЛЫ ГИДРОУДАЛЕНИЯ И ЗОЛЫ РИСОВОЙ ШЕЛУХИ

<sup>1</sup>Джусупова М.А., к.т.н., доц., <sup>2</sup>Антонюк Н.Р., к.т.н., доц.,  
<sup>1</sup>Талантбек кызы А., м.н.с., <sup>1</sup>Тусубекова Н.А., к.т.н., доц.

<sup>1</sup>Кыргызский государственный университет строительства, транспорта и архитектуры имени Н. Исанова, г. Бишкек,

<sup>2</sup>Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса

Строительная отрасль является одним из крупных потребителей природных ресурсов, рациональное использование которых можно обеспечить вовлечением в производство техногенного сырья.

В Кыргызстане самыми много тоннажными являются золошлаковые отходы (ЗШО) топливно-энергетической промышленности, которые используются в строительной отрасли всего лишь 2-3%.

Цемент остается самым дорогим компонентом бетона, поэтому систематическое вовлечение ЗШО позволит значительно сократить объемы его потребления. Введение ЗШО компенсирует недостаток дисперсных частиц в цементной матрице и благодаря их гидравлической активности и участию в процессах структурообразования обеспечивается проектная прочность мелкозернистого бетона (МЗБ).

На юге Кыргызстана ежегодно скапливается огромное количество отходов рисового производства. Зола рисовой шелухи (ЗРШ) содержит значительное количество  $SiO_2$  и в отличие от минерального кремнийсодержащего сырья имеет стабильный состав и низкое содержание тяжелых металлов. И благодаря повышенному содержанию аморфного  $SiO_2$  может стать дешевой альтернативой микрокремнезему.

Поскольку золы гидроудаления (ЗГУ) и ЗРШ значительно повышают водопотребность бетонных смесей то технологически необходимым является использование пластификаторов с высокой водоредуцирующей способностью.

**Цель работы:** оценить влияние добавок золы гидроудаления и золы рисовой шелухи на прочностные характеристики мелкозернистого бетона.

**Материалы и методы исследования.** Компонентами для приготовления мелкозернистого бетона являлись:

- портландцемент М400 Д20 (ГОСТ 10178-85, 30515-97);
- песок природный Аламединского карьера относится к крупнозернистым с модулем крупности  $M_k - 3,26$  и насыпной плотностью  $1420 \text{ кг/м}^3$ ;

– зола рисовой шелухи ( $\text{SiO}_2 - 86\%$ ), полученная обжигом при  $700^\circ\text{C}$ , использовалась как наполнитель в цемент;

– зола гидроудаления Бишкекской ТЭЦ с модулем основности  $\text{Mo} \leq 1$  является кислой и использовалась как мелкозернистая часть песка. Химический состав, %:  $\text{SiO}_2 - 52.00$ ;  $\text{Al}_2\text{O}_3 - 21.58$ ;  $\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{FeO} - 2.27$ ;  $\text{CaO} + \text{MgO} - 7.61$ ;  $\text{SO}_3 - 0.21$ ;  $\text{TiO}_2 - 1.05$ ;  $\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O} - 2.6$ ; п.п.п. – 12.13;

– добавка на поликарбоксилатной основе Neolit 303, снижающая водопотребность бетона в количестве 0.4 – 0.8 % (от массы вяжущего).

Из смеси цемента, золы рисовой шелухи, золы гидроудаления, песка, химической добавки и воды изготавливались образцы-балочки размером  $4 \times 4 \times 16$  см, твердеющие в нормальных условиях 7, 28 и 90 суток. Предварительным расчетом состава мелкозернистого бетона (МЗБ) класса В15 установлена доля цемента на  $1 \text{ м}^3$  бетона – 23,3 % и доля песка – 76,7%.

Для изучения возможности использования ЗГУ и ЗРШ в МЗБ проведен 3-х факторный эксперимент по плану  $V_3$ . В качестве нормализованных факторов выбраны:  $X_1$  – содержание ЗГУ от количества песка ( $15 \pm 15$ ), %;  $X_2$  – ЗРШ от количества цемента ( $4 \pm 4$ ), %;  $X_3$  – количество пластификатора Neolit 303 ( $0.4 \pm 0.4$ ), % от массы вяжущего. Распływ конуса смеси для всех 15 составов соответствовал 106-115 мм. Фиксировалось водовязущее отношение (В/В) значение которого в опытах менялось от 0.4 до 0.8.

Нижний уровень ЗГУ и ЗРШ соответствовал их нулевой концентрации, для сравнения бездобавочного (контрольного) и модифицированного МЗБ.

Контролируемыми параметрами являлись прочность МЗБ на изгиб и сжатие в 7, 28 и 90 суточном возрасте и плотность.

*Результаты исследований.* По результатам эксперимента получены экспериментально-статистические модели, отражающие влияние количества ЗРШ в цементе, ЗГУ в составе песка и химической добавки в разные сроки твердения на прочность МЗБ на 7, 28 и 90 суток.

Анализ моделей  $f_{ctk}$  прочности на изгиб МЗБ показал, что с увеличением количества ЗГУ в песке данный показатель снижается. На что указывает отрицательный знак линейного коэффициента при факторе  $x_1$ . Линейный эффект при  $x_1$  для  $f_{ctk}^7$  равен ( $b_1 = -2.86$ ), для  $f_{ctk}^{28}$  ( $b_1 = -1.57$ ) и  $f_{ctk}^{90}$  ( $b_1 = -2.39$ ). Что обусловлено повышенным количеством частиц мелкой фракции заполнителя и соответственно недостатком цементирующей «смазки». Аналогичная закономерность спада прочности наблюдается при введении наполнителя в виде ЗРШ. Линейный эффект при  $x_2$  для  $f_{ctk}^7$  равен ( $b_2 = -1.06$ ), для  $f_{ctk}^{28}$  ( $b_2 = -1.33$ ) и  $f_{ctk}^{90}$  ( $b_2 = -0.51$ ). Причем в более поздние сроки 90 суток этот эффект менее выражен. Подобная тенденция снижения прочности на сжатие МЗБ прослеживается у моделей (4-6). Линейный эффект при  $x_1$  для  $f_{ck.cube}^7$  равен ( $b_1 = -4.58$ ), для  $f_{ck.cube}^{28}$  ( $b_1 = -4.73$ ) и  $f_{ck.cube}^{90}$  ( $b_1 = -4.71$ ). Для фактора  $x_2$   $f_{ctk}^7$  равен ( $b_2 = -1.25$ ), для  $f_{ctk}^{28}$  ( $b_2 = -2.83$ ) и  $f_{ctk}^{90}$  ( $b_2 = -1.58$ ).

Квадратичные эффекты для моделей не велики и имеют положительный знак, что указывает на наличие двух оптимальных значений фактора  $f_{ctk}^7$  равен ( $b_{11} = 0.83$ ), для  $f_{ctk}^{28}$  ( $b_{11} = 0.25$ ) для  $f_{ctk}^{90}$  ( $b_{11} = 1.02$ ) и для  $f_{ck.cube}^7$  ( $b_{11} =$

1.32). Линейные эффекты меняют знак и равны для  $f_{ck.cube}^{28}$  ( $b_{11} = -1.86$ ) и  $f_{ck.cube}^{90}$  ( $b_{11} = -2.36$ ), что свидетельствует о наличии зоны оптимума для первого фактора – ЗГУ для обеспечения требуемой прочности. В моделях (квадратичные эффекты при факторе  $x_2$  (ЗРШ) имеют знак «+»  $f_{ctk}^7$  равен ( $b_{22} = 2.21$ ), для  $f_{ctk}^{28}$  ( $b_{22} = 0.69$ ),  $f_{ctk}^{90}$  ( $b_{22} = 0.36$ ),  $f_{ck.cube}^7$  ( $b_{22} = 2.37$ ),  $f_{ck.cube}^{28}$  ( $b_{22} = 4.40$ ), что указывает о наличии двух оптимальных значений. Для  $f_{ck.cube}^{90}$  знак квадратичный эффект минимальный с отрицательным знаком ( $b_{22} = -0.22$ ).

Наличие химической добавки Neolit 303 практически не оказывает прямого влияния на прочность МЗБ.

По модели  $\rho^{28}$  плотности МЗБ на 28 сутки установлена зависимость в первую очередь от содержания ЗГУ ( $x_1$ ), т.е. снижается плотность бетона ( $b_1 = -17.20$ ). Далее ЗРШ снижает ( $b_1 = -4.71$ ). Плотность бетона повышается с введением пластификатора, но при оптимальной концентрации ( $b_{33} = -2.2$ ).

Наглядно эффективность использования ЗГУ и ЗРШ, в том числе пластификатора на прочностные свойства МЗБ можно проследить на графических образах моделей. Максимальная прочность  $f_{ck.cube}^7 = 18$  МПа соответствует координатам ( $x_1 = -1$ ;  $x_2 = -1$ ;  $x_3 = -1$ ), т.е. бездобавочного МЗБ бетона. К 28 суточному возрасту такой бетон практически набирает 100% прочность  $f_{ck.cube}^{28} = 27.5$  МПа и  $f_{ck.cube}^{90} = 27.6$  МПа при В/В = 0.54 и  $\rho^{28} = 2.52$  г/см<sup>3</sup>. Следует отметить, что в присутствии пластификатора Neolit 303 снижается В/В = 0.41 и наблюдается некоторое повышение прочности до  $f_{ck.cube}^{28} = 28.1$  МПа и  $f_{ck.cube}^{90} = 31.4$  МПа. При этом коэффициент деструкции  $K_d = f_{ctk}/f_{ck.cube}$  бездобавочного МЗБ через 90 суток  $K_d = 0.48$  и при наличии пластификатора увеличивается до  $K_d = 0.78$ .

Поскольку минеральные составляющие бетона ЗГУ и ЗРШ проявляют свою пуццоланическую активность в более поздние сроки, то на 28 сутки появляются области рецептур МЗБ где  $f_{ck.cube}^{28} = 20 - 28$  МПа, а на 90 сутки при оптимальном сочетании ЗГУ и ЗРШ достигает  $f_{ck.cube}^{90} = 33.3$  МПа. В МЗБ, где присутствует в комплексе ЗРШ и ЗГУ либо в отдельности коэффициент деструкции значительно выше и составляет  $K_d = 0.7...0.84$ .

Из данных следует, что ЗРШ и ЗГУ оказывают положительный прочностной эффект  $f_{ck.cube}^{28-90}$  на МЗБ различного состава. Учитывая, что процесс гидратации и твердения бетона с ЗГУ и/или ЗРШ, вследствие пуццоланических реакций растягивается на более длительный период, проектная прочность рядовых МЗБ оценивались по  $f_{ck.cube}^9$ . Из представленных данных следует, что оптимальное значение фактора составляет  $x_3 = 0$  и  $-1$ , т.е. дозировка 0.4 и 0.8 % обеспечивает максимум прочности  $f_{ck.cube}^{90} \rightarrow max$ .

Далее прогнозирование прочности на сжатие МЗБ на 90 сутки проводили на двухфакторных полиномиальных моделях, полученные подстановкой фактора  $x_3 = 0$  и  $x_3 = +1$  в трехфакторную модель. При одновременном увеличении количества ЗГУ и ЗРШ на всех уровнях  $x_3$  наблюдается тенденция снижения прочности МЗБ. Прочность  $f_{ck.cube}^{90} = 30$  МПа обеспечивается при  $X_1 = 0...7$  %;  $X_2 = 0...20$  %;  $X_3 = 0.4...0.8$ %. Следует



отметить, что использование моделей позволяет прогнозировать свойства МЗБ с наполнителем из ЗРШ подставляя значение  $x_1 = -1$ , т. е. содержание золы ГУ 0%. Также оценивать свойства МЗБ с использованием ЗГУ без ЗРШ, подставив  $x_2 = -1$  ( $X_2 = 0$ ). При наполнении цемента ЗРШ до 7 % прочность  $f_{ck.cube}^{90}$  составляет 30...32 МПа. С увеличением количества ЗГУ в песке прочность  $f_{ck.cube}^{90}$  МЗБ снижается от 32 до 24 МПа.

Таким образом, возможно проектировать различные классы МЗБ (В15... В22.5), используя только наполнитель ЗРШ в пределах до 7 % или только ЗРШ до 25% или же одновременно ЗГУ и ЗРШ в оптимальном количестве.

*Выводы и перспективы дальнейших исследований.*

Использование кислой ЗГУ позволяет компенсировать недостаток мелкодисперсной части крупнозернистого песка и активно участвовать в процессах структурообразования МЗБ.

Зола рисовой шелухи по химическому составу близка к составу микрокремнезема и может стать его дешевой альтернативой. Использование ЗРШ как наполнителя уплотняет структуру цементной матрицы и обеспечивает требуемую прочность МЗБ. Аморфные пористые частицы ЗРШ с высокой удельной поверхностью и ЗГУ значительно увеличивают водопотребность бетонной смеси и обязательным условием является использование суперпластификаторов. Для различных классов МЗБ в зависимости от состава оптимальное количество Neolit 303 – 0,4...0,8%.

Использование ЗГУ и ЗРШ сокращает потребление песка на 20...30%. МЗБ с наполнителем из ЗРШ 2...7 % на 90 сутки имел  $f_{ck.cube}^{90} = 30...32$  МПа и  $f_{ctk}^{90} = 20.0$  МПа, что на 20% выше прочности на сжатие и 40 % прочности на изгиб бездобавочного бетона.

## **THE STRENGTH SUPPORT OF FINE-GRAINED CONCRETE WITH THE USE OF HYDRAULIC ASH AND RICE HUSK ASH**

*The article evaluates the strength of fine-grained concrete modified with hydraulic ash, rice husk ash and chemical additive. Hydraulic ash is introduced as a part of the aggregate fine fraction, optimizing the grain composition, increasing the strength, reducing the porosity of fine-grained concrete and the consumption of natural sand. Rice husk ash contains amorphous  $\text{SiO}_2$  in its composition and is used as an aggregate, which has a positive effect on the structure of the cement matrix due to the formation of additional hydraulic products. The experimental and statistical models of the strength properties of fine-grained concrete are obtained, which make it possible to predict the required strength modifying it with hydraulic ash, rice husk ash and a chemical additive.*

## **НАТУРНІ ДОСЛІДИ ІЗОЛЯЦІЇ УДАРНОГО ШУМУ ПІДЛОГИ З ВИКОРИСТАННЯМ ТЕОРІЇ ПЛАНУВАННЯ**

**Бабій І.М., к.т.н., доцент.; Бічев І.К., к.т.н., доцент.;**  
**Кальченя Є.Ю., аспірант**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса,

Динамічний розвиток урбанізації в Україні, як і у всьому світі, лише збільшує кількість джерел шуму, які заважають людям. І це не можна залишити поза увагою, адже недостатня звукоізоляція у квартирі загрожує людям невротами, змінами біоритмів, порушеннями травної системи, головним болем, погіршенням пам'яті, проблемами, пов'язаними із сприйняттям кольору. Тому необхідно приділяти максимум уваги при будівництві житлових будинків до звукоізоляції приміщень.

Один із головних недоліків монолітних залізобетонних багатоповерхових будинків – шум. Проникаючи у квартиру, він стає причиною роздратування, перешкодою сну чи зосередженої роботи. Ні для кого не секрет, що якісна звукоізоляція приміщення відіграє важливу роль у нашому житті та необхідна для нашого комфортного самопочуття.

Ця робота присвячена вирішенню важливого питання щодо звукоізоляції підлог у монолітних залізобетонних багатоповерхових житлових будинках, а саме від ударного шуму. У роботі розглянуто конструктивно-технологічні схеми звукоізоляції підлоги п'ятнадцяти типів, з використанням різних матеріалів та їх комбінацій для досягнення нормативних вимог звукоізоляції від ударного шуму.

Для проведення експериментальних досліджень використано теорію планування експерименту. Відповідно до цієї теорії використаний 15-ти точковий план експериментальних досліджень. У ньому кожен із чинників змінюється на трьох різних рівнях. Вони умовно позначені -1, 0 та +1.

В роботі прийняті наступні фактори та рівні їх варіації, табл. 1:

- товщина шару «Ізолкап» (полістирол бетон) (x1) –  $(50 \pm 10)$  мм;
- товщина шару ц/п стяжки (x2) –  $(50 \pm 10)$  мм;
- густина матеріалу «Ізолкап» (x3) –  $(300 \pm 50)$  кг/м<sup>3</sup>.

Фактори товщини матеріалу «Ізолкап» та товщини ц/п стяжки можуть впливати на показник ізоляції ударного та повітряного шуму, а також впливають на складність та термін виконання робіт.

Фактор густини матеріалу «Ізолкап» безпосереднім чином впливає на показник ударного шуму, оскільки чим більша густина – тим у матеріалі більше цементу, що збільшує показник ударного шуму, а також це впливає на складність укладання та роботи з матеріалом, що в свою чергу впливає на термін виконання робіт.

Досліди проводились з використанням 15-ти точкового трьох факторного плану експерименту.

Таблиця 1  
Фактори та рівні їх варіації

Рівні варіації	Фактори		
	X1	X2	X3
	Товщина шару «Ізолкап», мм	Товщина шару ц/п стяжки, мм	Густина матеріалу «Ізолкап», кг/м <sup>3</sup>
-1	40	40	250
0	50	50	300
+1	60	60	350

В даній роботі, в якості пружної звукоізоляційної прокладки, між шаром «Ізолкап» і ц/п стяжкою, було прийнято рулонний матеріал «Акуфлекс».

Результати натурних дослідів показані в табл. 2, L'nw – індекс приведенного ударного шуму. Необхідне нормативне значення L'nw ≤ 55 дБ.

Таблиця 2  
Експериментальні значення приведенного ударного шуму

№№ п/п	Номер строки плану														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
L'nw, дБ	54	57	56	52	56	55	53	56	56	57	52	57	56	52	57

Таким чином, найбільш раціональним та таким, що відповідає вимогам ДБН В.1.1-31:2013 «Захист територій, будівель та споруд від шуму», технологічним рішенням обрано схему № 11.

1. Бабій І.М., Кальчєня Є.Ю. «Раціональний вибір конструктивно-технологічної схеми звукоізоляції підлоги в монолітних залізобетонних багатоповерхових житлових будинках», Нові технології у будівництві № 39, Київ, НДІБК 2021. С. 3-11.

2. Цукерніков І.Є., Тихомиров Л.А., Солomatін Є.О., Салтиков І.П., Кочкін Н.А. Вирішення завдань будівельної акустики як фактора, що забезпечує безпеку та комфортність проживання у будинках // Житлове будівництво. 2014. №10. С. 48-49.

3. Мурзакова А.Р., Шаяхметов У.Ш., Васін К.А., Бакунов В.С. Розробка

технології отримання ефективного будівельного пористого тепло- та звукоізоляційного конструкційного матеріалу // Будівельні матеріали. 2011. № 5. С. 65-66.

4. ДБН В.1.1-31:2013 «Захист територій, будівель та споруд від шуму».

5. Анджелов В.Л., Анджелов Л.В. Звукоізоляція міжповерхових перекриттів сучасних великопанельних будівель // Матеріали міжнародної науково-практичної конференції «Енергозбереження та екологія у будівництві та ЖКГ, транспортна та промислова екологія». Москва- Будва. 2010. С. 195-197.

## **FIELD TESTS OF IMPACT NOISE INSULATION OF THE FLOOR USING PLANNING THEORY**

*The dynamic development of urbanization in Ukraine, as well as throughout the world, only increases the number of noise sources that disturb people. And this cannot be ignored, because insufficient sound insulation in an apartment threatens people with neuroses, changes in biorhythms, disorders of the digestive system, headache, memory impairment, problems associated with the perception of color. Therefore, you need to pay maximum attention to the sound insulation of premises during the construction of residential buildings. One of the main disadvantages of monolithic reinforced concrete multi-storey buildings is noise. Penetrating into the apartment, he becomes the cause of irritation, an obstacle to sleep or concentrated work. It's no secret that high-quality soundproofing of premises plays an important role in our life and is necessary for our comfortable well-being. This work is devoted to solving an important issue of soundproofing floors in monolithic reinforced concrete multi-storey residential buildings, namely from impact noise. The work discusses structural and technological schemes for sound insulation of a floor of fifteenth types, using various materials and their combinations to achieve the regulatory requirements for sound insulation from impact noise. Experimental planning theory was used to conduct experimental studies. In accordance with this theory, a 15-point plan of experimental studies was used. In it, each of the factors changes at three different levels. They are conditionally designated -1, 0 and +1.*

УДК 539.3

## **ВЛАСТИВОСТІ ЛОКАЛІЗАЦІЇ ХВИЛЬ В ГІДРОПРУЖНОМУ ХВИЛЕВОДІ**

**Багно О.М., д.ф.-м.н., провд.н.с., Щурук Г.І., к.ф.-м.н., с.н.с.**

Інститут механіки імені С.П. Тимошенка НАН України, Київ, alexbag2016@gmail.com

У роботі розглянута задача про поширення акустичних хвиль у попередньо деформованому стисливому пружному півпросторі, що взаємодіє з шаром в'язкої стисливої рідини. Дослідження проведено на основі

тривимірних лінеаризованих рівнянь теорії пружності скінченних деформацій для пружного півпростору та тривимірних лінеаризованих рівнянь Нав'є – Стокса для шару в'язкої стисливої рідини [1]. Проаналізовано вплив початкових напружень пружного півпростору та товщини шару в'язкої стисливої рідини на параметри акустичних хвиль. Показано, що вплив в'язкості рідини та початкових напружень на параметри хвильового процесу пов'язаний з властивостями локалізації хвиль.

Встановлено, що в пружно-рідинній системі з менш жорсткого матеріалу у високочастотній частині спектра поверхнева хвиля частково проникає як в рідину, так і в пружний півпростір. В'язкість рідини зменшує глибину проникнення поверхневої хвилі в рідкий шар. При цьому приконтатна область пружного півпростору формує хвилевід, по якому поширюються хвильові збурення і здійснюється перенесення більшої частини енергії хвилі.

У гідропружній системі з пружним півпростором з більш жорсткого матеріалу як нижча поверхнева мода, так і моди високого порядку проникають в рідкий шар і поширюються, переважно, в ньому. При цьому шар ідеальної рідини є визначальним у формуванні хвильового поля і основним хвилеводом, по якому поширюються хвильові збурення і здійснюється перенесення більшої частини енергії хвиль. В'язкість рідини зменшує глибину проникнення нижчої моди в рідкий шар і внесок її в загальний потік енергії.

1. Гузь А. Упругие волны в телах с начальными (остаточными) напряжениями: в 2-х частях. – Saarbrucken: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2016.

## **PROPERTIES OF WAVE LOCALIZATION IN A HYDROELASTIC WAVEGUIDE**

*The problem of acoustic wave propagation in a pre-deformed compressible elastic half-space that interacts with a layer of viscous compressible fluid is considered. The study is carried out basing on the three-dimensional linearized equations of the theory of elasticity of finite deformations for the compressible elastic half-space and the three-dimensional linearized Navier – Stokes equations for the viscous compressible fluid. It is shown that the influence of the viscosity of the fluid and the initial stresses on the wave process parameters is associated with the localization properties of waves.*

## **НАПРУЖЕНИЙ СТАН КЛЕЄВИХ З'ЄДНАНЬ З ПОДВІЙНИМ НАХЛІСТОМ. УДОСКОНАЛЕНА АНАЛІТИЧНА МОДЕЛЬ**

**Курєннов С.С., д.т.н., доц., Барахов К.П., к.т.н., Поляков О.Г.**

Національний аерокосмічний університет ім. М.С. Жуковського  
«Харківський авіаційний інститут», [kpbarakhov@gmail.com](mailto:kpbarakhov@gmail.com)

Клейові з'єднання набули широкого поширення в авіаційних конструкціях з композиційних матеріалів. Найбільш поширеним типом таких з'єднань є клейове з'єднання внапуск. Такі з'єднання забезпечують цілісність і безперервність армуючих волокон у композиті, мають малу масу, високу технологічність, герметичність, високу аеродинамічну ефективність.

Класичними математичними моделями клейових з'єднань внапуск є моделі Фолькєрсена та Голанда-Рейсснера. Ці математичні моделі з'єднань внапуск є базовими і в подальшому були розвинені у кількох напрямках.

У класичному з'єднанні внапуск внаслідок ексцентриситету сил виникає вигин, який призводить до появи відривних напружень у клейовому шарі, що негативно позначається на міцності з'єднання. Тому часто використовується симетричне з'єднання, в якому передача зусиль між пластинами, що з'єднуються здійснюється за допомогою двох накладок з обох сторін елементів конструкції що з'єднується. Такий тип з'єднання має більш високу міцність і надійність порівняно з класичним з'єднанням внапуск.

Однак моделі з'єднання внапуск Фолькєрсена та Голанда-Рейсснера та їх модифікації мають істотний недолік, який полягає в тому, що опис напруженого стану клейового шару біля краю з'єднання суперечить закону парності дотичних напружень. Тому для розв'язання задач проектування необхідно мати моделі з'єднань, які здатні описати напружений стан клейового шару максимально точно та адекватно.

У наведеній роботі запропоновано аналітичний розв'язок задачі про напружений стан симетричного двозрізного клейового з'єднання. Запропонований розв'язок дозволяє задовольнити двом типам крайових умов на межі клейового шва. А саме – дотичні напруження дорівнюють нулю у разі відсутності видавлених надлишків клею, і дотичні напруження мають максимум на межі клейового шва за наявності видавлених надлишків клею, фаски або інших конструктивних рішень щодо зниження концентрації напружень у з'єднанні. Для перевірки отриманих результатів були проведені розрахунки за допомогою методу скінченних елементів, які показали, що запропонована модель має високу точність.

Розглянуто конструкцію, що складається з двох пластин, які з'єднані за допомогою накладок, що приклеюються внапуск із двох сторін. З огляду на симетрію конструкції з'єднання, розглянуто лише четверту частину з'єднання.

При цьому враховано, що з симетрії, поперечні переміщення центрального шару (основної пластини) дорівнюють нулю. Накладка ж має вигин, проте з симетрії, над стиком основних пластин кут повороту поперечного перерізу накладки дорівнює нулю. Симетрія конструкції та обумовлена цим відсутність вигину центрального шару дає можливість розглянути лише ділянку області склеювання, та не розглядати деформацію всієї конструкції.

Записано рівняння рівноваги шарів. Деформацію накладки описано моделлю балки Тимошенко. З'єднувальний шар моделюється багатопараметричною пружною основою в мембранній інтерпретації. Записано нормальні та дотичні напруження в клейовому шарі.

Отримані рівняння зведено до системи двох однорідних диференціальних рівнянь щодо дотичних  $\tau$  та нормальних  $\sigma_1$  напружень у клейовому шарі. Загальний розв'язок системи однорідних рівнянь знаходиться як суперпозиція частинних розв'язків. Остаточний розв'язок містить дев'ять невідомих констант, які знаходяться із крайових умов.

Для верифікації отриманого аналітичного розв'язку, а також дослідження впливу крайових умов на напружений стан з'єднання виконаний розрахунок напруженого стану клейового шару за допомогою запропонованої аналітичної моделі. Результати порівняні з результатами скінченно-елементного моделювання.

Створено дві скінченно-елементні моделі – з прямокутним краєм клейового шва та з наявністю фасок та видавлених надлишків клею.

У разі прямокутного краю клейового шва дотичні напруження в клейовому шарі, обчислені за запропонованою аналітичною моделлю і скінченно-елементною моделлю, відрізняються дуже незначно. Як і слід очікувати, у країв з'єднання спостерігається концентрація напружень.

Розрахунки показують, що дотичні напруження в клейовому шарі розподілені за товщиною клейового шару майже рівномірно. Тому модель рівномірного розподілу напружень за товщиною клейового шару є адекватною. Нормальні напруження також рівномірні за товщиною майже по всій довжині клейового шва. Істотні відмінності між напруженнями  $\sigma_1$  і  $\sigma_2$  спостерігаються тільки в околі кінців клейового шва, в області, де великі градієнти дотичних напружень. У регулярній області, на віддаленні від кінців шва на відстань декількох його товщин, напруження і практично рівні.

Напруження  $\sigma_1$  та  $\sigma_2$ , що обчислені за аналітичною та скінченно-елементною моделями на відстані порядку однієї товщини клейового шва від краю з'єднання збігаються між собою. Однак ближче до краю шва напруження  $\sigma_1$  і  $\sigma_2$  значно відрізняються, причому навіть знаком. При цьому скінченно-елементне моделювання показує дещо більш високі нормальні напруження, ніж аналітичне моделювання. Однак ці результати залежать від розмірів елементів скінченно-елементної сітки, тому їх не можна вважати абсолютно достовірними.

У разі клейового шва з фаскою, напруження, отримані аналітичним та чисельним методами, дуже близькі. Деякі відмінності спостерігаються лише в околі фаски, проте максимальні значення напружень відрізняються незначно. При більш докладному розгляді розподіл нормальних напружень  $\sigma_1$  і  $\sigma_2$  видно, що нормальні напруження, обчислені за запропованою аналітичною та чисельною моделями, відрізняються в околі фаски. Однак максимальні значення напружень при цьому відрізняються дуже мало. Отже, напружений стан клейового шару за наявності фаски описано із достатньою для інженерних задач точністю.

**Висновки.** Запропоновано уточнену математичну модель клейового з'єднання внапуск. Сформульовано два типи крайових умов для дотичних напружень на краях клейового шва. Проведено порівняння результатів розрахунків напруженого стану клейового шару за запропованою аналітичною моделлю з результатами скінченно-елементного моделювання. Показано, що запропонована аналітична модель дозволяє описати напружений стан клейового шару з високою точністю. Це дозволяє використовувати її для розв'язання задач проектування та оптимізації конструкцій. Крім того, запропонована в роботі уточнена модель тришарового стрижня може бути використана для математичного моделювання та розрахунку тришарових конструкцій з відносно товстим з'єднувальним шаром, наприклад, зі стільниковим заповнювачем.

## **STRESS STATE OF DOUBLE OVERLAPPED ADHESIVE JOINTS. AN IMPROVED ANALYTICAL MODEL**

*A more accurate mathematical model of symmetric double-lap bonded joints is proposed. The symmetry of a structure allows us reduce tear-off stresses in the adhesive layer. Therefore, such structural solutions of joints are widespread. To describe the stress state of the adhesive layer, a two-parameter Vlasov-Pasternak model of the elastic base is used. According to this model the adhesive layer is considered as a mechanical system consisting of a membrane located in the middle of the adhesive layer thickness and elastic elements located between the membrane and the base layers. Tangential stresses are assumed to be constant throughout the thickness of the adhesive layer. Normal (tear-off) stresses in the adhesive are varying throughout the thickness of the adhesive layer. This approach makes it possible to describe various types of boundary conditions for tangential stresses in the adhesive at the butts of the glue line. Namely - the absence of tangential stresses at the edge of the gluing in the absence of the squeezed-out glue excess. Or, the tangential stresses reach their maximum at the edge of the glue line in the presence of the squeezed-out glue excess. The problem is reduced to a system of ordinary differential equations for tangential and normal stresses in the adhesive layer. The system is solved in a matrix way. Verification of a proposed model was performed using the finite element method. The adequacy and high accuracy of the proposed model is confirmed.*



## СТІЙКІСТЬ БЕТОННИХ КОЛОН З УРАХУВАННЯМ ЗНОСУ ПІД ЧАС ЕКСПЛУАТАЦІЇ В РІЗНИХ ГАЛУЗЯХ ПРОМИСЛОВОСТІ

**Бекірова М. М., к.т.н., доцент**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м.Одеса,  
[bekirova.ogasa@gmail.com](mailto:bekirova.ogasa@gmail.com)

Будівельні конструкції, споруди та будівлі під час експлуатації відчують різноманітні фактори впливу навколишнього середовища. Приведемо розрахункові показники (в %) щодо зношення конструкцій, які задіяні в експлуатацію в різних галузях промисловості.

**Таблиця зношення конструкцій, в %**

Конструкції	Галузі промисловості				
	Металургійна	Хімічна	Машино-будівна	Целюлозо-паперова	Харчова
Несучі та огорожуючі	30	70	15	30	20
Підземні	20	52	22	20	20
Підлоги	22	40	10	20	20
Інженерні споруди	60	60	60	60	60

В даній роботі був проведений розрахунок бетонної колони прямокутного перетину, яка завантажена центральною силою  $P$  та водночас відчуває агресивний вплив навколишнього середовища. Розрахунок проводився з метою знайти силу  $R_{дл}$ , значення якої необхідно для урахування стійкості колони. Спочатку визначили площу колони до зношення -  $A_0$ , потім знайшли зону зносу -  $A_k$ , яка вже не буде приймати участі в роботі колони. Різниця між  $A_0$  та  $A_k$  - це площа перетину колони після зношення. Потім визначили момент інерції перетину колони. Далі за Прокоповичем І.Є. знайшли  $R_{дл}$  з урахуванням зношення у різних галузях промисловості. Була проведена порівняльна характеристика показників зношення бетонних колон. Так, наприклад, в харчовій промисловості з урахуванням 20% зношеності, корозійна площа сформується за 25 років. Тоді колона і втратить стійкість, якщо її завантажити силою  $R_{дл}$ . В целюлозо-паперовій промисловості, де % зносу дорівнює 30%, корозійна зона сформується за 30 років, і колона втратить стійкість. Найбільш шкідливі

фактори впливу на зношення бетонних колон спостерігаються в хімічній промисловості. Ступінь агресивності газоподібного середовища збільшується з відносною вологістю, а рідкого середовища із взаємодією з різними кислотами; азотокислими, родоністими і хлористими солями. Отже, зношення несучих конструкцій в хімічній промисловості відбувається значно швидше ніж у інших галузях виробництва.

**Висновки.** 1. Колони з 20% та 30% зношеності конструкцій можна експлуатувати протягом 25-30 років. 2. Колони з 70% зношеності треба поступово замінити на нові колони, якщо є така можливість. При цьому нові колони треба обробити спеціальним покриттям. (Ця реконструкція актуальна для підприємств, які перепрофілюються, і в подальшому виробництво проводиться в більш агресивному середовищі). 3. Якщо задіяти при будівництві кислотно-стійкі бетони, тоді можна розраховувати на нормативний строк експлуатації бетонних колон.

[1]. Прокопович І. Є. Вплив тривалих процесів на напружений та деформований стан споруд. Практичний посібник. – М.: Держбудвид. – 1963 – 240с.

## **DURABILITY OF CONCRETE COLUMNS TAKING INTO ACCOUNT WEAR DURING OPERATION IN VARIOUS INDUSTRIES**

*Concrete columns, which are operated in various industries, experience the effects of various aggressive environments. In this work, we calculated the concrete column of rectangular cross-section, which is loaded by the central force  $P$  and at the same time feels the aggressive influence of the environment. The analysis of concrete columns, which are operated in various industries, was carried out. A table is provided that shows the degree of deterioration of concrete columns in different industries: metallurgical, chemical, engineering, pulp and paper, food. Tabular indicators are given as a percentage.*

УДК539.3:624.046.3

## **ROD LENGTH OPTIMAL WITH RESPECT TO BUCKLING**

**Bekshaev S., Soroka N.**

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture  
[s.bekshayev@gmail.com](mailto:s.bekshayev@gmail.com)

The work is devoted to the study of the relationship between the main critical force (hereinafter referred to as the CF) of a two-span rod loaded with a longitudinal force constant along the length (Fig. 1) and its length. The change in length consists in attaching or removing a compressed segment at one of the ends of the rod with the transfer of the corresponding end support along with the point of application of the longitudinal force to the end of the formed rod. The position of the rest of the supports does not change.

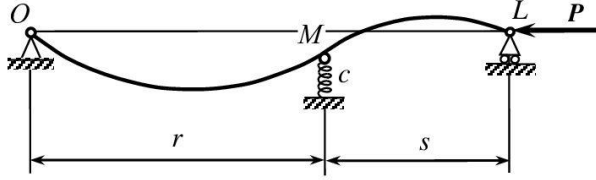


Fig. 1

It was noted [1] that, generally speaking, the CF is not a monotonic function of the rod length (in fact, the length  $s$  of the variable span), and there is such a value  $c_{cr}$  of the stiffness coefficient  $c$  of the intermediate elastic support that, for  $c > c_{cr}$ , the maximum CF is achieved at some  $s = s_{opt} > 0$ . Some estimates were obtained, which  $s_{opt}$  must be satisfied, and it was also found that the CF grows with  $s$  if the buckling form corresponding to it has no nodes (except for the support ones) and the slope of the end cross section  $L$  is not equal to zero, decreases if the form has a node, and reaches a maximum if the slope of the end cross section  $L$  is zero (the tangent to the form on the end support is horizontal). It is found that for  $c > c_{cr}$   $s_{opt}$  decreases with increasing stiffness  $c$ .

The results of the work are illustrated by examples. We consider a rod of constant bending stiffness  $EJ$  of variable length, equal to  $(1 + \zeta) \cdot \ell$ ,  $\ell = \text{const.}$ , supported by an elastic support located at a distance  $\ell/2$  from the left end (in the

notation of Fig. 1  $\ell = 2r$ ).  $P_0 = \frac{\pi^2 EJ}{(\ell/2)^2} = \frac{4\pi^2 EJ}{\ell^2}$ ,  $c_{cr} = \frac{4P_0}{\ell} = \frac{16\pi^2 EJ}{\ell^3}$ . We

studied the change of the CF, equal to  $P = \nu^2 P_E$ , where  $P_E = \frac{\pi^2 EJ}{\ell^2}$ , with a

change  $\zeta$  for the stiffness values  $0,5c_{cr}$ ,  $0,75c_{cr}$ ,  $1,5c_{cr}$ ,  $2c_{cr}$ . The results are shown in Fig. 2, where  $\nu$  is plotted vertically and  $\zeta$  horizontally.

The characteristic features of the forms of the rods of optimal length are shown in Fig. 3. Here, the relative length  $1 + \zeta$  is plotted horizontally, and the transverse deflection in ratio to  $\ell^3 / \pi^3 EJ$  is plotted vertically. On Fig. 3 a) the buckling form corresponding to the local maximum of the CF at  $c = 0,75c_{cr}$  is shown. Its appearance is generally typical for a “weak” internal support or its absence. It does not qualitatively change with varying the length of the rod. On Fig. 3 b) the buckling form of the optimal rod for  $c = 1,5c_{cr}$ ,  $\zeta_{opt} = -0,0970$ , is shown. Here, the absence of turn of the cross section on a right support established

in [1] is clearly visible. Changes of the length of the rod relative to its optimal value on  $\pm 0,1\zeta_{opt}$  lead to changes in the basic buckling form shown in fig. 3 c) and 6 d), which mean that, at  $\zeta < \zeta_{opt}$ , the CF increases, while at  $\zeta > \zeta_{opt}$ , it decreases with an increase of the rod length, in accordance with the results of [1].

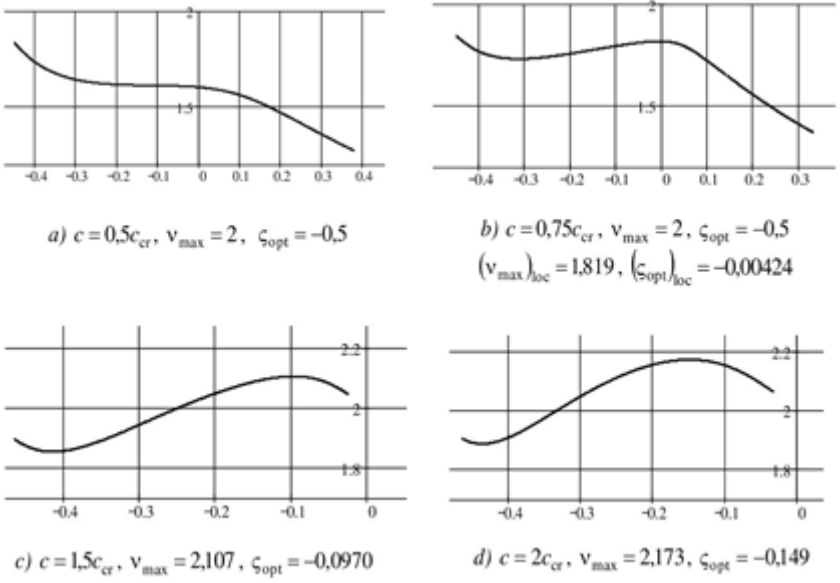


Fig. 2

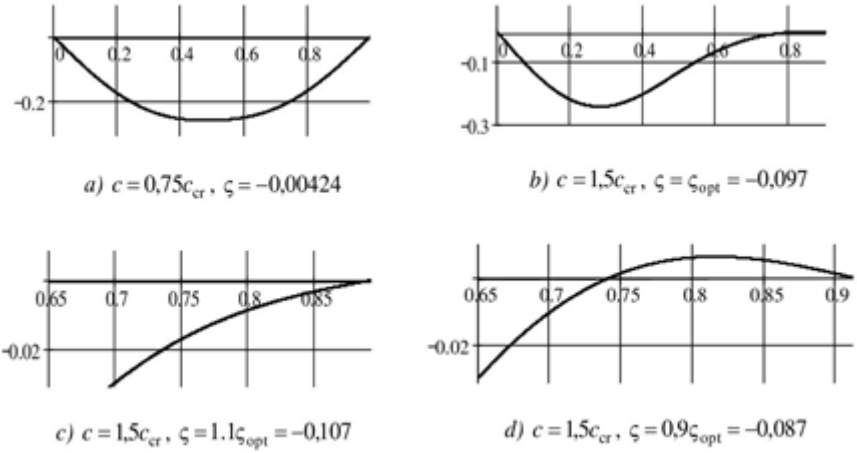


Fig. 3

The presented calculations were performed using exact equations of critical forces based on the known exact expression of the influence function of a compressed prismatic rod [2].

- [1]. Бекшаев С.Я. “Повышение устойчивости стержня за счет изменения длины”. WORLD SCIENCE. – Scientific Educational Center. Warsaw, Poland, – № 6(34), Vol.2, June 2018. – С. 12 – 16.
- [2]. Timoshenko, S. P., Gere, J. M. 1961: Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill, New York.

## **ДОВЖИНА СТРИЖНЯ ОПТИМАЛЬНА ЩОДО ВТРАТИ СТІЙКОСТІ**

*Досліджено зміну критичної сили двопрогінного поздовжньо стиснутого стрижня, шарнірно опертого по кінцях й підсиленого проміжною пружною опорою, при зміні довжини одного з прогонів. Зміна довжини полягає у приєднанні або видаленні стиснутої ділянки стрижня на одному з його кінців з перенесенням відповідної кінцевої опори разом з точкою прикладання поздовжньої сили. Встановлено якісні ознаки зростання, зменшення й досягнення максимуму критичної сили стрижня при зміні його довжини. Досліджено також залежність довжини оптимального стрижня, який має максимальну критичну силу, від жорсткості проміжної опори.*

УДК 691.57:667.633.22

## **ДЕКОРАТИВНО-ЗАХИСНІ ПОКРИТТЯ НА ОСНОВІ ПОЛІМЕРСИЛКАТНИХ КОМПОЗИЦІЙ**

**Рунова Р.Ф., д.т.н., проф., Майстренко А.А., к.т.н., доц., Бердник  
О.Ю., к.т.н., доц., Амеліна Н.О., к.т.н., доц., Ластівка О.В., к.т.н.,  
доц.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ  
kseniareznik87@gmail.com

Аналіз досвіду опорядження поверхонь різного типу показує, що використання вододисперсійних фарб для отримання екологічних захисно-декоративних покриттів є найбільш поширеним та прогресивним напрямком в даний час.

Основою роботи є встановлена можливість конденсації при нормальних температурах без зміни хімічного складу речовини дисперсних мікрочастинок силікатів нестабільної кристалічної структури, використання яких в опоряджувальних полімерсилікатних композиціях дозволяє внести конструктивний вклад в структурування системи.

Вододисперсійні полімерсилікатні композиції представляють собою суспензію синтетичних дисперсних гіросилікатів кальцію нестабільної

структури в водній дисперсії полімеру. Декоративність композиції забезпечується білим кольором гідросилікату, який сполучається з водною дисперсією полімеру.

Технологічний процес отримання композицій включає синтез дисперсних гідросилікатів кальцію, їх перемішування з іншими компонентами і гомогенізацію до утворення робочої консистенції. Однією з переваг синтезу є можливість використання різної сировини, яка є постачальником необхідних оксидів. Кольорові покриття на основі полімерсилікатних композицій утворюються за рахунок самого складу як основи з додаванням атмосферостійких пігментів і наповнювачів, а також бажаної фактури, яка створюється при нанесенні.

В порівнянні з аналогами покриття характеризуються деякими покращеними експлуатаційними показниками. Один з визначальних показників – водостійкість нанесеного на основу шару рис. 1.

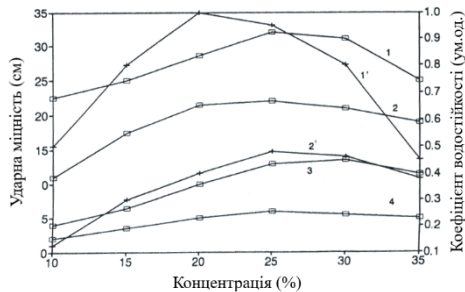


Рис 1. Вплив вмісту водної дисперсії полімеру на коефіцієнт водостійкості (1', 2') та ударну міцність покриттів (1, 2, 3, 4) з використанням: 1, 1'. CSH; 2,2'. Воластоніту; 3. Вапняного порошку; 4. Крейдяної пасти.

Також встановлено, що таким покриттям властива загальна характеристика, яка виражається в збільшенні міцності та пружності (рис.2) на початковому періоді структуроутворення декоративно-захисного покриття зі стабілізацією в часі як при повітряно-сухому зберіганні, так і після водонасичення.

З позицій основних положень контактено-конденсаційного тверднення водостійкість композиційного матеріалу пояснюється формуванням в цих умовах плівкових водостійких контактів. Участь в цьому процесі мінеральних гідратних фаз нестабільної структури обумовлена їх здатністю самовільно тобто без зовнішнього механічного впливу, конденсуватися у водостійкі тіла. У сполученні з процесами полімеризації досягається ефект підвищення експлуатаційних властивостей.

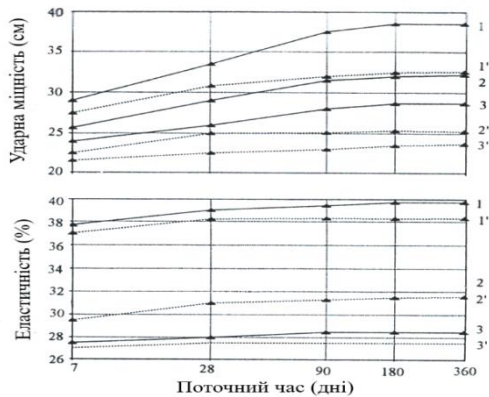


Рис. 2. Кінетичні криві ударної міцності (а) та еластичності (б) покриттів з використанням CSH з основністю: 1,1'-2.0; 2,2'-1.5; 3,3'-0.8.

(зберігання: — в повітряно-сухих умовах, --- у воді)

В результаті комплексних досліджень встановлено, що основний каркас макроструктури покриття формується за рахунок дисперсних гідросилікатів кальцію і глобул аморфного полімеру, а поровий простір в утвореному каркасі заповнено пластифікуючими речовинами. Таким чином, експериментально одержані результати про процеси утворення плівкового покриття та його визначальних характеристик узгоджується з основними положеннями теорії структуроутворення наповнених дисперсних систем контактного тверднення.

[1] Kruglitsky, N.N., Boiko, G.P.: (1981); "Physico-Chemical Mechanics of cementpolymer compositions" (in Russian); Naukoba dumca, Kiev

[2] Von Schulz, H.W.: (1975); "Kunststoff und Beton". Kunststoffe, N47, s.604

[3] Y. Savchuk, A. Plugin, V. Lyuty, O. Pluhin, O. Borziak, Study of influence of the alkaline component on the physico-mechanical properties of the low clinker and clinkerless waterproof compositions. MATEC Web of Conferences 230, 03018 (2018).

## DECORATIVE AND PROTECTIVE COATINGS BASED ON POLYMERICATE COMPOSITIONS

*Analysis of the experience of finishing surfaces of different types shows that the use of water-dispersion paints to obtain environmental protective and decorative coatings is the most common and progressive direction at present. The basis of the work is the established possibility of condensation at normal temperatures without changing the chemical composition of the substance of dispersed microparticles of silicates of unstable crystalline structure, the use of which in the supporting polymersilic compositions allows you to make a constructive contribution to the structure formation of the system.*

## МОДЕЛЮВАННЯ КЛИНІВ ЗАМКОВИХ СИСТЕМ ШКАРПЕТКОВИХ АВТОМАТІВ

**Березін Л.М., кт.н., доц.**

Київський національний університет технологій та дизайну, ln07@ukr.net

Оскільки більшість досліджень зводились до розгляду різних конструкцій клинів з податливими гранями, що утворюються пазами вздовж робочих поверхонь, то доцільним вважаємо узагальнення положень щодо проектування таких клинів, включно з поверхнями складних форм.

Мета даної роботи - розробка алгоритму до розрахунків податливих робочих поверхонь для клинів різних конструкцій за критеріями податливості та міцності на основі методу скінченних елементів.

Об'єктом досліджень є конструкції клинів складних форм, які забезпечують балкову та подвійну консольну деформації. Геометричні параметри податливої поверхні визначали із урахуванням обмежень клину за габаритами в замковій системі, умов втомленісної міцності та максимально допустимого згину. Оскільки аналітичний розрахунок відноситься до статично не визначеної задачі (як для просторової конструкції з двома жорсткими закладеннями), є об'ємним стосовно обчислень та малоінформативним щодо кінцевого результату, то найбільш придатними з усуненням ряду припущень та незручностей вважається комп'ютерне моделювання.

В розрахунках враховували наступні вимоги: забезпечення умов достатньої міцності та заданої податливості поверхні. Пряма задача зводиться до визначення розмірів податливої поверхні клину при виконанні вимог за її податливістю, а параметр міцності повинен задовольнятися з достатнім запасом. Для в'язання петель однакової довжини податливість клину обмежується деформацією згину робочої поверхні  $v_{\max} \leq 0,2$  мм.

Обмеження за міцністю записують як  $\sigma_{\max} \leq \frac{\sigma_{-1}}{n}$ , де  $\sigma_{-1}$  - границя втомленості матеріалу клину;  $n$  - коефіцієнт запасу міцності.

Для підшипникової сталі ШХ15, з якої виготовляють клини, границя втомленості становить 800МПа, а в розрахунках за границею втомленості при симетричному циклі навантажень рекомендовано вибирати  $n = 2,4$ . Тоді остаточно маємо  $\sigma_{\max} \leq 333$  МПа.

Незалежними параметрами при розрахунку, що підлягають зміні, є товщина грані  $h$ , ширина консолей  $B$  і ширина робочої напрямної клину  $b$ . Довжини поперечної балкової поверхні  $L=27$  мм та консольних балок  $H=7$  мм клину задаються за геометричним обмеженнями замкової системи.



Визначення раціональних геометричних параметрів податливої поверхні клину виконували за параметричною моделлю на базі програмного комплексу відкритого доступу Code\_Aster.

За результатами виконаних числових експериментів встановлювали розподіли еквівалентних напружень за Містом  $\sigma$  та прогини  $\nu$  в клині при різних розмірах податливої грані, вибіркові приклади яких показано на рис. 1 і 2 відповідно.



Рис. 1. Розподіл еквівалентних напружень  $\sigma$  за Місесом на податливій поверхні клину



Рис. 2. Розподіл прогинів  $\nu$  по податливій поверхні клину

Аналіз результатів дозволяє отримати наближені до оптимальних розміри податливої поверхні клину, які задовольняють вимогам за встановленими податливістю та міцністю, а саме  $b = 3$  мм,  $h = 0,7$  мм та  $B = 3,3$  мм, що призводить до зниження динамічного навантаження в 1,87 рази в порівнянні з клином класичного виконання без пружної основи.

## MODELING OF CAMS OF LOCKING SYSTEMS OF SOCK AUTOMATIC MACHINES

*The purpose of this study is the development a comprehensive approach to the calculation of cams with a flexible working surface of different constructions on the criteria of strength and flexibility based on the finite element method. According to the results of computational experiments, the distributions of equivalent Mises stresses and deformations on the surface of the cam face were determined. Also rational geometrical parameters of a working surface taking into account the set restrictions are received.*

## **ВПЛИВ СКЛОПЛАСТИКОВОЇ КОМПОЗИТНОЇ АРМАТУРИ НА ПРОГИНИ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**Валовой О.І., к.т.н., проф., Попруга Д.В., к.т.н., доц.,  
Валовой М.О., к.т.н., доц., Афанасьєв В.В. к.т.н., доц.,**  
Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг,  
[valovoju@gmail.com](mailto:valovoju@gmail.com), [popruga.dv@gmail.com](mailto:popruga.dv@gmail.com)

Деформації прогинів згинальних елементів армованих композитною арматурою, перевищують відповідні показники конструкцій з металевою робочою арматурою на 30-110 % [1-10].

Згідно програми наукового дослідження, наведеної в роботі [11], було виготовлено сім серій дослідних балок. Клас бетону дослідних зразків приймався С25/30, поперечна арматура і арматура стиснутої зони приймалася Ø6А240 (металева). Різниця між дослідними серіями балок полягала в армуванні розтягнутої зони. Схема армування і бетонування дослідних зразків наведені в роботі [11].

В якості контрольної виступали балки серії БМ-1 (балки з металевою арматурою) з армуванням розтягнутої зони металевою арматурою 3Ø12А400С.

Балки з гібридним (склопластиково-металевим) армуванням розтягнутої зони були армовані одним стержнем металевої арматури Ø12А400С і двома стержнями склопластикової арматури АКС800: серія БМС-3 – балки з металевою і склопластиковою арматурою (Ø12А400С і 2Ø10АКС800); БМС-5 – балки з металевою і склопластиковою арматурою (Ø12А400С і 2Ø12АКС800); БМС-7 – балки з металевою і склопластиковою арматурою (Ø12А400С і 2Ø14АКС800).

Балки зі склопластиковим армуванням розтягнутої зони армувалися трьома стержнями АКС800: серія БС-2 – балки зі склопластиковою арматурою (3Ø10АКС800); БС-4 – балки зі склопластиковою арматурою (3Ø12АКС800); БС-6 – балки зі склопластиковою арматурою (3Ø14АКС800).

Якщо порівнювати навантаження серій балок з металевим (БМ-1), гібридним (БМС-5) і склопластиковим армуванням (БС-4) розтягнутої зони арматурою однакового діаметру 3Ø12, на рівні прогинів  $f_u$ , можна визначити наступні залежності: рівень навантаження балок з гібридним армуванням БМС-5 на 42,28 % менший контрольної серії; навантаження балок зі склопластиковим армуванням БС-4 на 57,32 % менше серії БМ-1 (рис. 1).

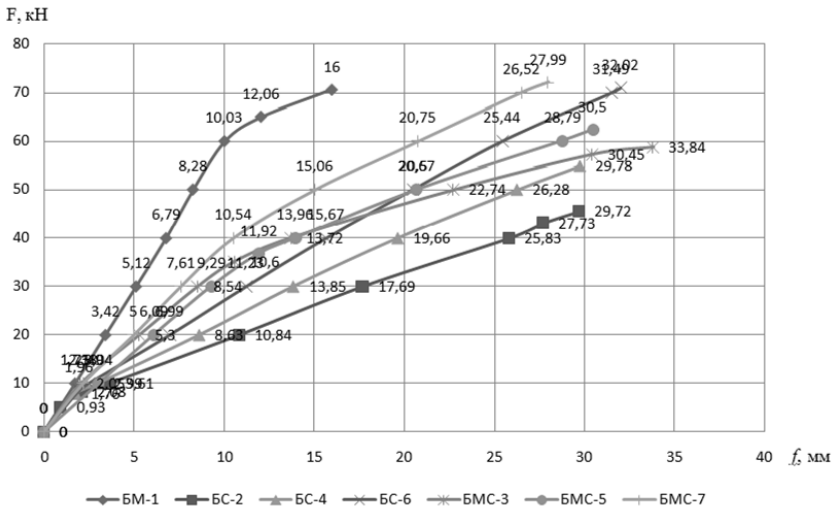


Рис. 1. Розвиток прогинів ( $f$ ) дослідних серій балок від величини прикладеного навантаження ( $F$ ).

Проведені експериментальні випробування балок зі склопластиковим і склопластиково-металевим армуванням розтягнутої зони показали наступні результати та закономірності в залежності від площі склопластикової арматури (рис. 1):

- навантаження при якому прогини гібридних серій балок досягли гранично допустимого значення  $f_u$ , на 30,82 – 42,28 % менші показників серії з металевим армуванням і складають 0,52-0,62 від руйнівного навантаження  $F_u$ ;

- балки з суцільним склопластиковим армуванням розтягнутої зони показали рівень навантаження, що відповідає прогинам  $f_u$ , на 48,86 – 65,45 % менше значень контрольної серії. Розглянуті навантаження досягають значень 0,42-0,47 від руйнівного навантаження  $F_u$ ;

- на рівні експлуатаційного навантаження, що складає  $0,7F_u$ , прогини балок з гібридним армуванням на 104,4-166,3% перевищують показники контрольної серії і на 29,85-69,23% більше гранично допустимих значень  $f_u$ ;

- прогини серій з суцільною склопластиковою робочою арматурою, на експлуатаційному рівні навантажень, перевищують значення  $f_u$  на 63,5-90%.

[1] O. S. Soldatchenko, Durability, rigidity and crack resistance of bending structures with glass fiber reinforced polymer and basalt fiber reinforced polymer, PhD thesis, Kyiv, Ukraine, 196, (2012).

[2] K. L. Kudyakov, V. S. Plevkov and A. V. Nevskii, Strength and deformability of concrete beams reinforced by non-metallic fiber and composite rebar, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 71 /1/012030, (2015).

[3] G. Naveen Kumar, Karthik Sundaravadivelu, Experimental Study On Flexural

Behaviour Of Beams Reinforced With GFRP Rebars. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 80, 1-11, (2017).

[4] S. Vivekanand, A. Sumathi, Static Behaviour of Concrete Beams Reinforced in Shear with GFRP Bars. International Journal of ChemTech Research, 8, 2, 635-642, (2015).

[5] A. A. Suzan Mustafa, A. Hilal Hassan, Behavior of concrete beams reinforced with hybrid steel and FRP composites, HBRC Journal, Housing and Building National Research Center [Electronic resource] (2017). Information on <http://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2017.01.001>.

[6] Valovoi A., Koval P., Eremenko A., Valovoi M., Volkov S., Durability of beams with hybrid reinforcement from metal and basalt fiber reinforced polymer (BFRP) armature, MATEC Web of Conferences 230, 02035 (2018). Information on <http://doi.org/10.1051/matecconf/201823002035>.

[7] O.I. Валовой, О.Ю. Єрьоменко, М.О. Валовой, С.О. Волков, Визначення деформацій балок зі змішаним армуванням базальтопластиковою та металевою арматурою. Вчені записки ТНУ імені В.І. Вернадського, 30 (69), 2, 5, 166-171, (2019).

[8] Iman Chitsazan, Mohsen Kobraei, Mohd Zamin Jumaat and Payam Shafigh, An experimental study on the flexural behavior of FRP RC beams and a comparison of the ultimate moment capacity with ACI. Journal of Civil Engineering and Construction Technology, 1(2), 27-42, (2010).

[9] H. Toutanji, M. Saafi, Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars. ACI Structural Journal, 97, 5, 712-719, (2000).

[10] Denvid Lau, Hoat Joen Pam, Experimental study of hybrid FRP reinforced concrete beams. Engineering Structures, 32, 3857-3865, (2010).

[11] О. І. Валовой, Д.В. Попруга, С.В. Люльченко, К.В. Чорна, Виготовлення будівельних конструкцій армованих металевою і склопластиковою арматурою з бетонів на відходах гірничо-збагачувальних комбінатів. Гірничий Вісник. Збірник наукових праць, 104, 130-135, (2018).

## **DEFLECTIONS OF THE BENDING ELEMENTS REINFORCED WITH METAL, FIBERGLASS (GLASS FIBER REINFORCED PLASTIC BAR) AND FIBERGLASS-METAL ARMATURE IN THE STRETCHED ZONE**

*The scientific research shows the study of deflections in flexible building structures within steel (controlled series), fibreglass (GFRP) and fibreglass (hybrid) reinforcement in the tension zones. The research paper presents the study about the deflections and durability of the bending structures reinforced in the tensile zone with metal (the control series), fibreglass (GFRP) and fiberglass-metal (hybrid) armature. The durability of the beams with the hybrid reinforcement is 88,63-111,23% of the durability of the control series with metal reinforcement in the tensile zone. The nature of the propagation of deflections for all series of beams is similar until the appearance of the first cracks. At higher load levels, the "load-deflection" ("F-f") graph of the GFRP beams reverses the slope towards the deflection direction. The work of the samples thereby corresponds to the low modulus of elasticity of the composite reinforcement. The graph "F-f" shows the additional breakage in the beams with metal and hybrid reinforcement in the tensile zone. It corresponds to the beginning of the flowability of the working metal reinforcement. It was taken the armature of the same diameter 3Ø12 for reinforcement in the tensile zone, and compared the load of the beam series with metal, hybrid and fiberglass. At the level of the maximum permissible deflections  $f_w$ , the following dependences are determined: the load level of the beams with the hybrid*

*reinforcement is 42.28% less than in the control series; the load of beams with fiberglass reinforcement is 57,32% less than series with the metal working armature. At the level of operational load the deflections of the hybrid-reinforced beams exceed the limit values by 29,85 - 69,23%, the beams with fiberglass (GFRP) reinforcement exceed the values by 63,5-90%.*

УДК 691.32/34

## **ВЗАИМОВЛИЯНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ И СТРУКТУРЫ КОМПОЗИТОВ**

**Выровой В.Н., д.т.н., проф., Коробко О.А., д.т.н., доц.,  
Суханов В.Г., д.т.н., проф., Елькин А.В., к.т.н.**

Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса  
КП «Будова», г. Одесса

Деформации можно отнести к феноменам, которые возникают и развиваются в любых объектах, включая строительные, на протяжении всего их жизненного цикла. При этом важно отметить, что сами по себе деформации не являются самобытными явлениями и процессами – они зарождаются как своеобразный отклик на те или иные события, которые реализуются в объектах в результате действия различных причин. Появившись в виде вынужденного последствия различных по качественным признакам событий, деформационные процессы приобретают определенную автономность, что позволяет их представить в виде возникших событий, способных инициировать последующие преобразования структуры в объектах-системах. Это дало возможность рассматривать их в виде основных атрибутов материальных тел, обобщающий «портрет» которых можно получить при помощи набора нормируемых коэффициентов (например, модуль Юнга, коэффициент Пуассона, модули упругости, коэффициенты влажностных и термических деформаций и т.п.). Такая всеобъемность понятия деформаций закрепилась в методах расчета конструкций по второй группе предельных состояний. Количественные значения всех видов деформаций определяются как усредненные характеристики изменения положения точек на материальных объектах, представляемых в виде непрерывных тел. Укоренение системного подхода основано на структуризации объектов-систем, в которых события, как правило, локализованы, что не позволяет извлекать информацию из усредненных средних значений. Это ставит задачи изучения механизмов возникновения и развития деформаций различного вида в зависимости от организации структуры композиционных строительных материалов и изделий.

В общем случае под деформациями понимается изменение положения точек тела, при котором изменяется расстояние между ними в условиях действия внешних и внутренних факторов. В зависимости от характера воздействий можно выделить вынужденные деформации (экстерьерные деформации, экзодеформации), которые возникают и развиваются под действием внешних по отношению к объекту-системе факторов и которые протекают без изменения объема тела. В отдельную группу можно выделить собственные деформации (интерьерные деформации, эндодеформации), появление и развитие которых связано с протеканием событий внутри тела и сопровождается, как правило, изменением его объема. К самостоятельному виду следует отнести так называемые «замороженные» остаточные (начальные, технологические, наследственные, генетические) деформации. Причина их появления связана с развитием собственных деформаций. При этом характер распределения определяется геометрическими особенностями структуры материала (местные или локальные деформации) и, что особенно важно, геометрическим оформлением изделий и конструкций (интегральные деформации).

Представление конструкций в виде открытых сложных самоорганизующихся систем предполагает определенную организацию их структуры. Множественное разнообразие качественно отличных элементов структуры предлагается классифицировать по скорости их реакции на внешние и внутренние воздействия – на консервативные, метастабильные и активные элементы. Особенное внимание, в контексте данной работы, следует обратить на активные элементы, способные в одном темпоритме реагировать на весь комплекс раздражителей. К активным элементам отнесены внутренние поверхности раздела и трещины, поскольку они дискредитируют непрерывность, способны к саморазвитию и диссипации всех видов энергии, воспринимают и перераспределяют вынужденные и собственные деформации, создают фрагментарно-мозаичное строение материала на всех уровнях структурных неоднородностей изделий.

Влияние активных элементов структуры на характер развития и распределения локальных и интегральных собственных деформаций проводили при помощи графо-аналитического метода, метода фотоупругости и оптического метода с помощью измерительного микроскопа типа УИМ-21. Экспериментальные работы проводили с использованием материалов различной природы, вида и способов твердения (минеральные вяжущие различных видов, глиняные композиции, парафин, желатин, эпоксидная и полиэфирная смолы, гудрон, сургуч, свинец). Контролировали: - изменение объема материала и образцов; - нелинейные изменения образцов и моделей изделий; - формоизменение поверхностей раздела ячеек структуры и образцов, коэффициенты поврежденности; - ширину раскрытия/смыкания берегов поверхностей раздела и трещины; - физико-механические характеристики образцов.

Анализ полученных результатов позволил установить следующее:

- при твердении материалов принципиально различной природы реализуется принцип многоочагового структурообразования, в результате которого возникают и развиваются на всех уровнях структурных неоднородностей активные элементы структуры – поверхности раздела и трещины;

- объемные изменения при твердении материалов различной природы, вызванные различными причинами (гидратация, испарение, полимеризация, изменение температуры), проявляются на берегах поверхностей раздела и трещин и на поверхностях образцов;

- в зависимости от геометрических характеристик поверхностей структурных блоков материалов и образцов возникают и развиваются градиенты собственных деформаций;

- градиенты деформаций вызывают формоизменение внутренних и внешних поверхностей раздела, что провоцирует изменение плотности твердеющего материала, что способствует углублению процессов неравномерного распределения собственных деформаций;

- экспериментальные результаты позволили установить, что усредненные деформации образцов, определяемые стандартизованными методами, в 1,5...2,4 раза меньше по сравнению с изменением величины ширины раскрытия берегов поверхностей раздела и трещин, что позволяет заключить о неаддитивности локальных и интегральных деформаций;

- после затвердевания собственные деформации «замораживаются» в структуре материала и изделий и определяют характер распределения технологических деформаций;

- характер распределения начальных собственных деформаций влияет на возникновение и развитие вынужденных деформаций, что позволяет отнести остаточные деформации к активным составляющим структуры, поскольку они адекватно в одном темпоритме реагируют на любые внутренние и внешние воздействия.

Проведенный анализ позволяет заключить, что характер развития и распределения собственных деформаций определяются поверхностями раздела и трещинами, которые возникают при многоочаговом структурообразовании на всех уровнях структурных неоднородностей. Это ведет к несводимости усредненных деформаций структурированного тела к локальным деформациям отдельных структурных блоков, что нарушает правило аддитивности и, тем самым, не позволяет получать исчерпывающие объяснения о причинах возникновения и развития интегральных деформаций объектов-систем, что необходимо учитывать при проектировании и расчете композитных изделий и конструкций.

## THE MUTUAL INFLUENCE OF DEFORMATIONS AND STRUCTURE OF COMPOSITES

*The paper discusses the influence of the active elements of the structure on the emergence and development of their own deformations of objects. It has been shown that the averaged deformations are irreducible with deformations of structural blocks. This does not allow obtaining comprehensive information on the development and nature of the distribution of deformations in materials and products with a specific structural organization.*

УДК 624.04

### ВПЛИВ СТАЛЬНОЇ ФІБРИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Неутов С. П., Головата З. О., Сур'янінов М. Г., Чучмай О. М.

Одеська державна академія будівництва та архітектури

На напружено-деформований стан залізобетонного згинального елемента в приопорній зоні впливає цілий ряд факторів. Це всі внутрішні зусилля, характер і місце застосування навантаження, вид граничних умов, форма поперечного перерізу елемента, фізико-механічні характеристики бетону, розподіл поздовжньої та поперечної арматури та ін. Складність вивчення цього питання полягає у численності цих факторів та їх взаємному впливі на напружено деформований стан, тріщиноутворення, форму руйнування та міцність згинального елемента в зоні зрізу.

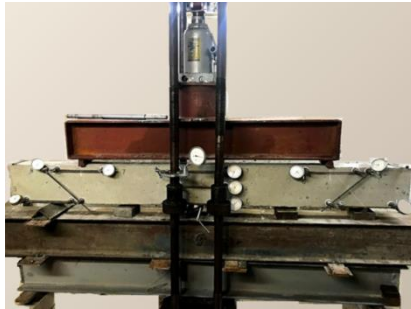
Проблема опору залізобетонних елементів дії поперечних сил у зоні зрізу, як і раніше, залишається актуальною та недостатньо вивченою. Публікації із цієї проблеми практично відсутні.

Дослідження проводилися на балках прямокутного перерізу двох серій: I - залізобетонні балки із звичайного бетону ; II – балки комбінованого армування з використанням сталевих фібри.

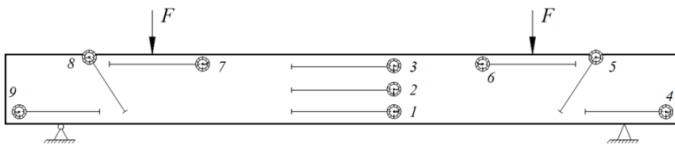
Для випробування балок було змонтовано спеціальний силовий стенд (рис. 1 а). Навантаження здійснювалося гідравлічним домкратом потужністю 500кН. Прогини вимірювалися за допомогою прогномірів Максимова, деформації – індикаторами годинного типу ціною поділу 0,01 мм. Індикатори встановлювали характерних зонах роботи балок (рис. 1 б). Три перші індикатори 1, 2, 3 визначали деформації в зоні так званого чистого вигину, відповідно в розтягнутій, нейтральній та стислій зонах. Шістьма іншими - у зонах передачі навантажень. Тріо індикаторів 4, 5 та 6 у правої опори, а тріо 7, 8 та 9 у лівої. Слід зазначити, що 5 і 8 індикатори вимірювали деформації волокон бетону розташованих під кутом 45 градусів до осі балки, тобто в



напрямку дії головних розтягуючи напружень, викликаних одночасною дією згинального моменту і поперечної сили.



а)



б)

Рис. 1. а) стэнд для випробування балок ; б) схема розташування індикаторів

На рис. 2 представлені середні відносні деформації у зонах чистого вигину для двох серій балок. З результатів видно, що деформації досліджуваних бетонних волокон є абсолютно різними. Деформації стиснених волокон бетону (індикатори №3) протягом усього процесу навантаження лінійні.

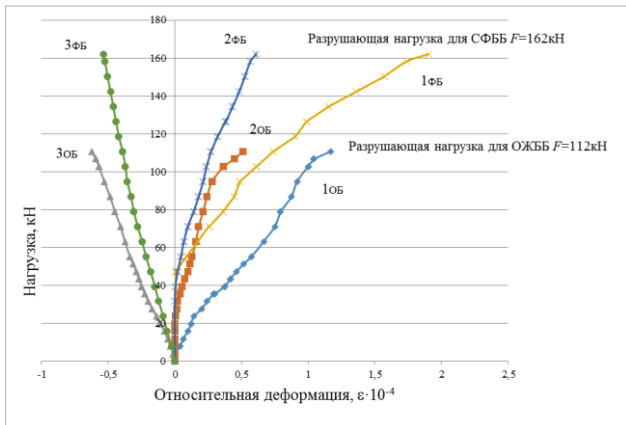


Рис. 2. Відносні деформації в залізобетонних та сталевібробетонних балках у зоні чистого вигину

Робота волокон бетону розташованих на рівні центру ваги перерізу (індикатори №2) відрізняються від роботи вище описаних тим, що в балках комбінованого армування рівня навантаження  $F = 50\text{кН}$  відносна деформація  $\varepsilon = 0$ . У балках із звичайного залізобетону аналогічна ситуація спостерігається лише до  $F = 21\text{кН}$ .

Деформації край нижніх (розтягнутих) волокон бетону (індикатори №1). У балках зі звичайного залізобетону відносні розтягуючі деформації виявляються вже з перших етапів навантаження. У балках комбінованого армування індикатори починають фіксувати деформації лише за  $F = 28\text{кН}$ . До рівня навантаження  $F = 70\text{кН}$  деформації у сталевібробетонній балці лінійні. З початком інтенсивного тріщиноутворення лінійність порушується. У балці із звичайного залізобетону такий процес починається при навантаженні  $F = 40\text{кН}$ .

На рис. 3 представлені прогини досліджуваних балок. З наведених результатів випливає, що на початкових етапах навантаження прогини двох типів балок зростають за лінійним законом. У балках із сталевібробетону така лінійність зберігається до  $F=85\text{кН}$ , що становить 52% від руйнівної.

У звичайних залізобетонних балках лінійність спостерігається до  $F=56\text{кН}$ . З початком тріщиноутворення лінійність порушується. Результати представлені на рис. 3 свідчать про те, що при однаковому навантаженні прогини в балках комбінованого армування вдвічі нижче, ніж у звичайних. Порівнюючи деформації розтягнутих волокон у зоні чистого вигину двох типів балок важко не помітити, що деформації в балках комбінованого армування на всьому протязі навантаження майже вдвічі менше, ніж у звичайних залізобетонних балках.

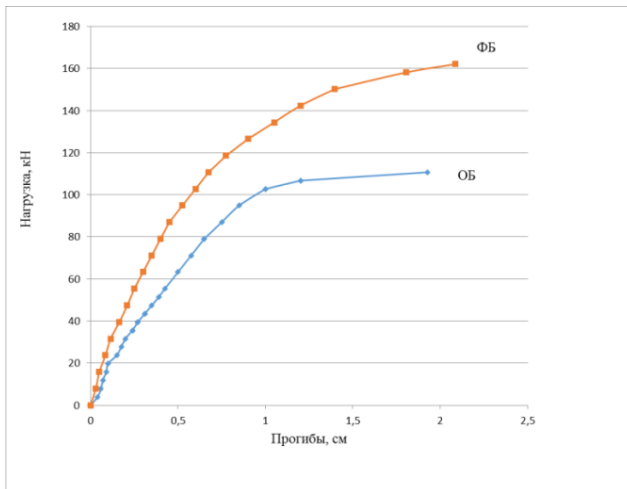


Рис. 3. Прогини посередині прольоту: ЗБ – залізобетонна балка; СФББ – сталевібробетонна балка

В результаті проведених експериментальних досліджень встановлено:

1. Несуча здатність балок комбінованого армування на 50% вище, ніж звичайних залізобетонних балок. Руйнівне навантаження в балках комбінованого армування 162кН, а звичайних залізобетонних 112кН.

2. Прогини в сталевібробетонних балках при однаковому навантаженні практично вдвічі менше, ніж у залізобетонних балках.

3. Відносні розтягуючі деформації бетонних волокон у прольотах зрізу в момент руйнування в 3 рази вище за аналогічні розтягуючі в зоні чистого вигину.

[1] Patil Shweta, Rupali Kavilkar. Study of Flexural Strength in Steel Fibre Reinforced Concrete. International Journal of Recent Development in Engineering and Technology. Volume 2, Issue 5, May 2014. P. 13-17.

[2] Zhu, H., Li, C., Gao, D., Yang, L., & Cheng, S. (2019). Study on mechanical properties and strength relation between cube and cylinder specimens of steel fiber reinforced concrete. Advances in Mechanical Engineering, 11(4), 168781401984242. doi:10.1177/1687814019842423

[3] Neutov S.F., Boyadzhi A.A., Korneeva I.B. Opredelenie osnovnykh fiziko-mekhanicheskikh harakteristik stalefibrobetonnoy smesi optimalnogo sostava / S.F. Neutov, A.A. Boyadzhi, I.B. Korneeva // World science, Warsaw, Poland. № 5 (33), vol. 2, may 2018, p. 26-30.

[4] Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. ДСТУ Б.В.2.7-214:2009. – [чинний від 2009-12-22]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с. (Національний стандарт України).

## **INFLUENCE OF STEEL FIBERS ON THE STRESS-STRAIN STATE OF THE SUPPORTING SECTIONS OF BENDING ELEMENTS**

*The paper investigates the influence of steel fibers on the bearing capacity, deformability and fracture resistance of the supporting sections of bending elements. Beams of rectangular cross-section of two series - reinforced concrete beams of ordinary concrete and beams of combined reinforcement using steel fibers were considered.*

УДК 621.924.9

## **СТІЙКІСТЬ АТАКУЮЧИХ ДРОБИНОК У ПРОЦЕСІ ДРОБОСТРУМІННЯ**

**Горик О.В., Ковальчук С.Б., Брикун О.М.**

Полтавський державний аграрний університет

Зазвичай період стійкості технічного дробу  $T$  вимірюють кількістю циклів  $n$ , що проходить дріб в дробострумінному технологічному циклі за наступними ланками замкнутого ланцюга: *дробострумінний апарат* →

дробоструминне сопло → оброблюваний виріб → збирач рикошетуючого дробу → система регенерації відпрацьованого дробу → накопичувач очищеного дробу → *дробоструминний апарат*. Таке вимірювання періоду стійкості технічного дробу є досить логічним і відповідає в принципі фізичній суті ударного процесу дробоструміння [1]. Проте на практиці ускладнюється контроль і підтримка розмірів робочого дробу на певному початковому рівні.

Гранулометричний склад технічного дробу є головним визначальним фактором, який забезпечує необхідні параметри шорсткості обробленої поверхні виробів. Тому виникає необхідність встановити функціональну залежність часу ефективного дробоструміння  $t$  від числа циклів використання технічного дробу, тобто  $t = f(n)$ , що дозволить розрахувати період стійкості дробу.

Дріб працює в умовах дії величезних тисків і тертя на поверхнях контакту та високої температури. Поверхня дробу зношуються як від механічного ударного впливу, так і в результаті молекулярно-термічних процесів, що проходять в зоні контактування з оброблюваною поверхнею. Вона піддається різним за своєю природою видам зношування: абразивному, адгезійному, дифузійному, хімічному, окислювальному та іншим видам зносу, які залежать від умов взаємодії (технічних режимів) дробу з оброблюваною поверхнею [1-4]. При цьому діаметр сфери  $d$ , описаної навколо дробинки, зменшуються.

Під стійкістю технічного дробу слід розуміти час, протягом якого певна частина дробу, завантажена в систему живлення дробоструминного апарату, проходячи  $n$  раз через дробоструминне сопло, зношується до критичного діаметра дробинки  $d_{\min} \approx 0,8d$ , який уже не дозволяє отримати задані параметри шорсткості  $R_z$  і  $S_m$  очищеної поверхні.

Нами на основі експериментально-теоретичних досліджень встановлено, що період стійкості  $T$  дробу масою  $M$ , завантаженого в систему живлення дробоструминного апарату, при масовій подачі дробу через сопло  $M_c$  може визначатися за формулою:

$$T = \frac{Mn}{2M_c} \left[ 2 - (n-1) \frac{1}{2n} \right] = \frac{Mn}{2M_c} \left[ 2 - \frac{n}{2n} + \frac{1}{2n} \right]. \quad (1)$$

Враховуючи, що число циклів використання дробу  $n$  обчислюється сотнями і навіть тисячами одиниць, можна знехтувати третьою складовою в квадратних дужках і записати [5]:

$$T \approx \frac{Mn}{2M_c} (1,5) \approx 0,75 \frac{Mn}{M_c}. \quad (2)$$

Таким чином, ми отримали залежність між періодом стійкості технічного дробу  $T$  і числом циклів використання дробу  $n$  масою  $M$  по

досягненню критичного діаметра дробинками  $d_{min}$  при швидкості витікання дробу із дробоструминного сопла  $M_c$ .

Розглядати зміну відносного діаметра дробинки (поточного до номінального  $d_{ном}/d_{ном}$ ) при  $d_{min} = d = 0,8...1,4\text{мм}$ , то можна відмітити, що на першому етапі протягом деякого часу  $t_1$  дріб інтенсивно зношується (припрацьовується). Його ріжучі кромки обламуються і заокруглюються. Потім настає другий етап (період нормальної роботи), що характеризується більш повільним зносом. Якщо на першому етапі швидкість розмірного зносу  $v_d$  складає  $\sim 0,05 \pm 0,01\text{ммкм/хв}$ , то на другому вона знижується до значення  $\sim 0,025 \pm 0,005\text{ммкм/хв}$ . При цьому в кінці першого етапу діаметр сфери  $d$  описаної навколо дробинки, зменшується до  $d_{ном} \approx 0,9 \pm 0,02\text{мм}$ , а в кінці другого етапу діаметр дробинки досягає критичного мінімального значення  $d_{min} \approx 0,8d \pm 0,02$ . Показник  $0,8d_{ном} \approx 0,8d$  визначає період стійкості технічного дробу  $T$ . Згідно експериментальних даних період стійкості технічного дробу  $T \approx 6000\text{хв.}$ , що відповідає  $n \approx 200$  взаємодії кожної дробинки з оброблюваною поверхнею виробу із низьковуглецевої сталі 10, яка перед очищенням була піддана термічній обробці в режимі нормалізаційного відпалу.

Запропоновані в даній роботі технічні показники  $v_d$  і  $T$  та їх зв'язок з кількістю можливих циклів використання дробу  $n$  можуть служити основою для розробки і встановлення нових технічних вимог на технічний дріб.

[1]. Горик О.В., Черняк Р.Є., Чернявський А.М., Брикун О.М. Дробоструминне очищення. Теорія і практика. Полтава : Видавництво ПП «Астрия», 2021. 326 с.

[2]. ДСТУ 3185-95. Дріб сталевий та чавунний технічний. Метод випробування на циклічну стійкість. [Чинний від 1996-07-01]. Вид. офіц. Київ, 1996. 32 с. (Інформація та документація).

[3]. Song L., Wang S., Wang Y., Song P. The Wear Behavior of Shots Impeller Pair in Shot Blast Cleaning. *Applied Mechanics and Materials*. 2013. P. 37-41.

[4]. Ahirwar S.L., Mondal D.P., Rajput R.S. Comparison of Effect of Heat Treatment Schedules and Shot Peening Parameters on the Abrasive Wear Behavior of As Received and Quenched & Tempered Medium Carbon Steel. *International Research Journal of Engineering and Technology*. 2017. P. 797-813.

[5]. Спосіб визначення стійкості технічного дробу : пат. 127337 Україна : МПК В24С 1/00, G01F 1/00. № у 2018 02136 ; заявл. 01.03.2018 ; опубл. 25.07.2018, Бюл. №14.

## RESISTANCE OF TECHNICAL SHOT IN THE PROCESS OF SHOT BLASTING

*The work is devoted to the study of the stability of technical fractions in the process of shot blasting of metal surfaces of products for the preparation of protective coatings. That is, the time of effective operation of the shot blast torch under the condition of wear of the pellets*

*with a decrease in their diameter to a certain critical limit, which would provide the specified parameters of roughness within the allowable deviation. The relationship between the period of stability of the technical fraction and the number of cycles of use of the fraction to reach the critical diameter of the pellets at the rate of flow of the fraction from the shot nozzle. On the basis of experimental-theoretical researches some numerical values of parameters of process of mechanical wear of a technical fraction at optimum modes of process of influence of an abrasive-air torch on a metal surface are established. The technical indicators proposed in this paper and the relationship between them can be used to update the technical requirements for the technical fraction.*

УДК 666.19; 677.522

## **ДОСЛІДЖЕННЯ СТАБІЛЬНОСТІ ДЕКОРАТИВНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ КОЛЬОРОВИХ ШЛАКОЛУЖНИХ БЕТОНІВ І РОЗЧИНІВ**

**Гоц В.І., Гелевера О.Г., Рогозіна Н.В., Смешко В.В.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ

Розвиток промисловості вимагає нових будівельних матеріалів, які повинні бути безпечнішими, більш економічними та більш екологічними. Попит на неорганічні цементні матеріали та вимоги до їх характеристик залишається високим і зростатиме надалі [1-6]. Це у повній мірі відноситься і до білих та декоративних цементів.

Особливо високі вимоги пред'являються до таких властивостей, як стабільність кольору та стійкість до висолоутворення. Матеріали запропонованої доповіді присвячені дослідженню стабільності декоративних властивостей кольорових шлаколуужних бетонів і штукатурних розчинів у різних умовах їх експлуатації з точки зору схильності до висолоутворення і стійкості кольору до впливу ультрафіолетового випромінювання та тепловологої обробки. Дослідження спрямовані на розробку таких способів управління декоративними властивостями матеріалів на основі цих цементів, які гарантовано виключали можливість утворення висолів і зміну кольору незалежно від умов їх експлуатації.

Як алюмосилікатний компонент шлаколуужного цементу був використаний доменний гранульований шлак, в якості луужного компоненту – метасилікат натрію пентагідрат у вигляді негігроскопічного порошку.

В якості відбілюючих добавок використовували діоксид титану ( $TiO_2$ ), каолін класу КН 84, застосовуваний у паперовій промисловості з білістю 84%, і карбонат кальцію ( $CaCO_3$ ) у порошкоподібній формі з білістю 90%.

Для забарвлення зразків були використані мінеральні пігменти різних кольорів та червоний шлам Миколаївського глиноземного заводу у кількості

5%.

Як водоутримуюча добавка і добавка, що зменшує ризик появи висолів, використовувався натрій карбоксиметилцелюлоза у кількості 0,5%.

Приготування суміші виконувалося традиційним способом – шляхом замішування з водою в'язучої композиції "шлак + лужний компонент + добавки". Для виготовлення зразків-балочок 4×4×16 см складу 1:3 з суміші нормальної консистенції використовувався стандартний пісок Гусарівського родовища Харківської області. Для приготування штукатурних розчинів використовувався дніпровський річковий кварцовий пісок. Усі складові перемішувалися у стандартному лабораторному змішувачі типу Hobart.

Технологічні, фізико-механічні та декоративні властивості шлаколуужних цементів, бетонів та розчинів визначалися відповідно до чинних в Україні державних стандартів та методик.

У результаті виконаних досліджень продемонстровано можливість отримання швидкотвердіючих декоративних шлаколуужних цементів класу 42,5R та матеріалів на їх основі

Показано, що всі декоративні дрібнозернисті шлаколуужні бетони незалежно від виду відбілюючих добавок і пігментів не мають висолів. Доведено, що при твердінні та експлуатації в умовах приміщення та в натурних умовах атмосферних впливів в осінньо-зимово-весняний період протягом 6 місяців шлаколуужні декоративні штукатурні покриття теж мали досить високу стійкість до утворення висолів, а додавання натрій карбоксиметилцелюлози в кількості 0,5% повністю виключає ризик виникнення висолів незалежно від умов твердіння штукатурного покриття та умов експлуатації. На відміну від штукатурок на основі клінкерних декоративних цементів, що мають після затвердіння нерівномірну блискучу глясову поверхню (що вкрай небажано), шлаколуужні штукатурні покриття мають рівну однорідну матову поверхню. Як свідчать результати досліджень, стійкість кольору декоративних шлаколуужних цементів до ультрафіолетового випромінювання та пропарювання також висока, їх колір після тестування практично не змінився.

- [1] National Minerals Information Center. Cement Statistics and Information. URL: <https://www.usgs.gov/centers/nmic/cement-statistics-and-information#myb>
- [2] Мировое производство цемента. Геологическая Служба США (U.S. Geological Survey). URL: <https://aftershock.news/?q=node/743928>
- [3] Доклад Американской ассоциации производителей цемента (USGS Mineral Program Cement Report). URL: <https://pubs.usgs.gov/periodicals/mcs2020/mcs2020-cement.pdf>
- [4] Taylor M., Tarn C., Gielen D. Energy efficiency and CO<sub>2</sub> emissions from the global cement industry. International Energy Agency. 2006. doi:10.2790/25732
- [5] Majid N. The white cement market / Niknam Majid Majid. – 2012. – URL: <http://www.intercem.com/ftpdocs/doha2012/Majid%20Miknam.pdf>.
- [6] Зубехин А. П., С. П. Голованова, П. В. Кирсанов Белый портландцемент. Ростов-на-Дону : Ростовский гос. ун-т, 2004. 263 с.

## **INVESTIGATION OF THE STABILITY OF THE DECORATIVE PROPERTIES OF COLOR SLAG-ALKALI CONCRETE AND MORTAR**

*The development of industry and security policy requires new building materials that must be safer, more economical and environmentally friendly. Thus, the demand for inorganic cement materials remains high and continues to grow. This fully applies to white and decorative cements. The demand for them and the requirements for their performance are constantly growing. The use of decorative slag-alkali cements can become an important alternative to the production of white and colored clinker cements. In addition, they are able to impart a number of special properties - color stability, durability, high adhesion, etc. Particularly high demands are placed on the decorative properties of colored cements, namely, color fastness in various operating conditions and resistance to efflorescence. In these studies, the possibility of obtaining fast-hardening decorative slag-alkali cements of the 42.5R class and materials based on them has been demonstrated. It has been proven that slag-alkali decorative concretes and plaster mortars showed a sufficiently high resistance to efflorescence, and the addition of sodium carboxymethylcellulose in an amount of 0,5% completely eliminated the risk of efflorescence. According to the research results, the color stability of decorative slag-alkali cements to ultraviolet radiation and thermal treatment is high, the color has not changed much.*

УДК 624.014:624.074.7:624.953

## **STRENGTHENING OF METALLIC WALLS OF CYLINDRICAL TANKS BY EXTERNAL TRANSVERSAL FRP REINFORCEMENT**

**Dziuba S.V., Ph.D., Associate Professor, Korshak O.M., Ph.D., Associate Professor, Mikhailov O.O., applicant for Ph.D.**

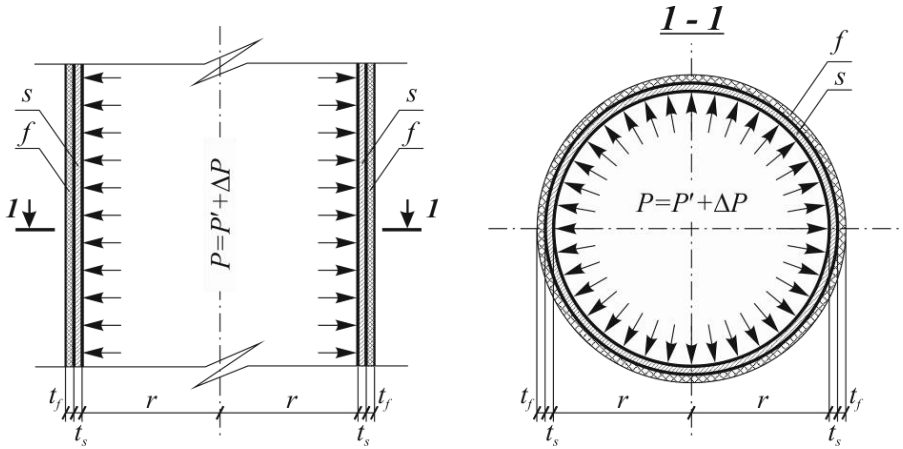
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa

The complex of problems to be solved when extending the effective operation of metal tank bodies includes the reinstatement of the lost bearing capacity of their walls, which is a potential cause of the most dangerous and costly accidents of these structures [1].

It becomes possible to replenish the working material of the walls of the tanks, as well as to reduce the level of acting stresses with external reinforcement by transverse FRP. The lack of an adequate regulatory framework [2, 3] largely hinders the practical implementation of the method of transverse FRP reinforcement of steel tanks.

**The purpose** of the work is the applied determination of the required thicknesses of the external transversely directed FRP reinforcement of metal cylindrical tanks that perceive internal pressure, taking into account differences in the temperature deformation of the used materials.





**Fig. 1.** Calculation drawing of a steel cylindrical shell of a tank reinforced with external transverse FRP:  $s$  – the steel shell of the tank,  $f$  – the layer of external transverse FRP reinforcement

**Results of the research.** Sequential consideration of the work of the steel shell of a cylindrical tank, having a radius  $r$  and thickness  $t_s$ , being under the action of the initial internal pressure  $P'$  and then strengthened by transverse prestressed FRP elements with prestress  $\sigma_{f0}$  and thickness  $t_f$  continuously located along its height, experiencing a subsequent increase in pressure by an amount  $\Delta P$  (Fig. 1), made it possible to obtain the values of the maximum hoop stresses, respectively, in the elements of FRP reinforcement and the steel wall of the tank [3, 4]:

$$\sigma_f = \sigma_{f0} + \frac{m[N_{f(x,z)} + t_s E_s (\alpha_s \Delta T_{s2} - \alpha_f \Delta T_{f2})]}{t_s + t_f m}, \quad (1)$$

$$\sigma_s = \frac{P' \cdot r}{t_s} - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \frac{N_{s(x,z)} + t_f E_f (\alpha_f \Delta T_{f1} - \alpha_s \Delta T_{s1})}{t_s + t_f m}, \quad (2)$$

where  $N_{f(x,z)} = \Delta P \cdot r(1 - \mu/2)$ ,  $N_{s(x,z)} = \Delta P \cdot r[1 + m(t_f/t_s)(\mu/2)]$  – conditional hoop forces per unit section of the FRP and steel layers of the tank wall, arising from a change in internal pressure by the value  $\Delta P$  and determined taking into account the combined action of hoop and longitudinal stresses in the steel part of the structure;  $E_s$ ,  $E_f$  – respectively, the moduli of elasticity of steel and elements of FRP reinforcement;  $m = E_f/E_s$  – the ratio of the elastic moduli of the constituent layers of the wall;  $\mu$  – Poisson's ratio of the material of the steel component of the tank wall;  $\sigma_{f0}$  – prestressing in the elements of fiber-reinforced plastic;  $\alpha_s$  and  $\alpha_f$  – coefficients of linear thermal deformation of steel and a layer of FRP;  $\Delta T_{s1}$  and  $\Delta T_{f1}$  – the most critical temperature changes of the steel and FRP components of the shell,

causing maximum additional stresses in the steel;  $\Delta T_{s2}$  and  $\Delta T_{f2}$  – the most critical changes in the temperatures of the steel and FRP components of the shell, causing the maximum additional stresses in the FRP.

The most typical case that determines the temperature regimes of operation of the absolute mass of metal tanks is a smooth change in temperatures with the same values  $\Delta T$  in all layers of complex walls.

Joint consideration of the expressions that determine the stresses in the steel wall of the tank and the reinforcing FRP elements (formulas (1) and (2)) allows to get the interdependence between these stresses

$$\sigma_f = \frac{m}{A} \left[ \sigma_s - \sigma'_{s0(x)} + \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \Delta\alpha \cdot \Delta T \cdot E_s \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right] + \sigma_{f0}, \quad (3)$$

where  $\sigma'_{s0(x)} = P' \cdot r / t_s$  – stresses in the steel shell before the start of the reinforcement process;  $\Delta\alpha = \alpha_s - \alpha_f$  – the difference between the coefficients of linear thermal deformation of steel and the layer of FRP;  $A = \left[ 1 + m(t_f / t_s)(\mu/2) \right] / (1 - \mu/2)$  – auxiliary value.

In the absence of initial pressure at the moment of reinforcement of the tanks (i.e.  $\sigma'_{s0(x)}=0$ ) and the installation of FRP reinforcement without prestressing ( $\sigma_{f0}=0$ ), expression (3) takes the form

$$\sigma_f = \frac{m}{A} \left[ \sigma_s + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right], \quad (4)$$

where  $\Delta\sigma_T = \Delta\alpha \cdot \Delta T \cdot E_s$  – the value that determines the change in stresses under the influence of temperature deformations.

In accordance with (4), the allowable stresses in FRP from the condition of ensuring the operability of the steel part of the structure is

$$\sigma_f^{\max} = \frac{m}{A} \left[ f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right], \quad (5)$$

where  $f_{yd}$  – design yield strength of steel or the limiting stress value permissible from the conditions of fatigue of the material of the shell joints.

Joint consideration of the condition of equilibrium of ring forces  $N_{\Delta P(x)} = \Delta P \cdot r = \sigma_s t_s + \sigma_f t_f$  and the constraint (5) allows obtaining the required thickness of a continuous external transverse FRP

$$t_f = \frac{A}{m} \cdot \frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd} t_s}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m}} \quad (6)$$

The value of the coefficient that determines the degree of required external FRP reinforcement  $k_{f(t)}$ , in this case is

$$k_{f(t)} = \frac{t_f}{t_s} = \frac{A}{m} \cdot \frac{\frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd}}{t_s}}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m}} = \frac{A}{m} \cdot \frac{\Delta\sigma_{s+}}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m}} \quad (7)$$

where  $\Delta\sigma_{s+} = \frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd}}{t_s}$  — conditional excess of stresses over its limiting value (yield strength of steel or maximum stresses determined by the fatigue of the material of the joints) in a metal shell in the absence of external

$$\text{reinforcement; } A = \frac{1+m \frac{t_f}{t_s} \frac{\mu}{2}}{1-\mu/2} = \frac{1+m k_{f(t)} \frac{\mu}{2}}{1-\mu/2} - \text{auxiliary value.}$$

Transformation (7) allows obtaining the following equation

$$A_1 k_{f(t)}^2 + A_2 k_{f(t)} - A_3 = 0, \quad (8)$$

where  $A_1 = m \left[ (1 - \mu/2) f_{yd} - (\mu/2) \Delta\sigma_{s+} + \Delta\sigma_T \right]$ ;

$$A_2 = (1 - \mu/2) f_{yd} - (1 + \mu/2) \Delta\sigma_{s+} + \Delta\sigma_T; \quad A_3 = \Delta\sigma_{s+} / m.$$

The meaningful solution of equation (8) determines the required value of the coefficient of external FRP reinforcement

$$k_{f(t)} = \frac{t_f}{t_s} = \frac{1}{2A_1} \left[ \left( A_2^2 + 4A_1 A_3 \right)^{1/2} - A_2 \right] = A_3' - \frac{A_2}{A_1}, \quad (9)$$

where  $A_3' = 1/m$ .

**Conclusion.** The proposed method makes it possible to determine the required thickness of the external transversely directed FRP reinforcement of the bodies of metal cylindrical tanks that perceive the action of internal pressure taking into account the temperature factor.

- [1]. Дзюба С.В., Стоянов В.В. Проблемы усиления стенок металлических цилиндрических вертикальных резервуаров // Современные строительные

- конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 40-65
- [2]. Дзюба С.В. Фибропластиковые системы в современном строительстве. – Одесса: ОГАСА, 2018. – 407 с.
- [3]. Дзюба С.В., Михайлов А.А. Проблемы усиления корпусов металлических цилиндрических резервуаров фибропластиковыми материалами // Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас / Зб. Наукових праць ОДАБА. – Одеса: ОДАБА, 2017. – С. 40-48.
- [4]. Дзюба С.В., Михайлов А.А., Пушкарь А.В. Підсилення корпусів металевих циліндричних резервуарів зовнішнім поперечним фібропластиковим армуванням з урахуванням впливу температурних деформацій // Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас / Зб. Наукових праць ОДАБА. – Одеса: ОДАБА, 2018. – С. 8-23.

### **УСИЛЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТЕНОК ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ ВНЕШНИМ ПОПЕРЕЧНЫМ ФИБРОПЛАСТИКОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ**

*Рассмотрен прикладной метод определения необходимых толщин внешнего поперечно-направленного фибропластикового армирования металлических цилиндрических резервуаров, воспринимающих внутреннее давление, учитывающий различия температурного деформирования используемых материалов.*

УДК 666.965:547.14:519.2

### **ANALYSIS OF THE PROPERTIES OF ECOLOGICAL SILICATE COMPOSITES FOR LOW-RISE AND COTTAGE CONSTRUCTION**

**Dotsenko Yu. V., PhD, Assistant Professor**  
**Sydorova N.V., PhD, Assistant Professor**  
**Perperi A.A., PhD, Assistant Professor**

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa,  
julija0606@ukr.net

In modern realities, when a full-scale war continues in Ukraine and in many cities, towns and villages of Ukraine, infrastructure, civil and industrial buildings have been completely destroyed, the construction industry comes to the fore. Today, construction with the use of modern technologies is becoming relevant, which makes it possible to obtain energy-efficient and environmentally friendly materials with improved properties.

The issue of energy saving should always have a comprehensive approach, from all stages of technological production of building composites to equipment and appliances installed in new homes. Energy-efficient building is a residential building, the construction and operation of which uses advanced materials and products of low energy consumption, technologies and technical and economic solutions that ensure optimal energy consumption of all types while meeting sanitary, safety and comfort requirements [1, 2].

Recently, there has been a trend in construction to use "green" environmental technologies that do not harm the environment and human health. Environmental requirements for building materials are becoming more stringent every year. We all want to live in safe houses. Therefore, it is especially important that the house is built using natural, environmentally friendly and completely safe materials. The main indicator of environmental friendliness is the natural radioactivity of the material (specific effective activity of natural radionuclides). This is the ability of atoms of one substance to turn into atoms of another substance, accompanied by radiation. Everything on the planet has natural radioactivity to a greater or lesser extent. The most inert materials are quartz sand and lime. Therefore, we can say that our material on a lime-silica binder is environmentally friendly.

Despite the fact that information on the degree of environmental friendliness of certain materials today is not enough, now in the construction of widely used conditionally environmental materials, which consist of natural resources that are safe for the environment, but have high technical and operational characteristics.

An example of such a building material today can be ecological silicates and blocks based on them for cottage and individual construction [3, 4]. The composite material, the properties of which were analyzed in this work, has a density above  $1200 \text{ kg/m}^3$ , which refers it to structural lightweight concrete that can be used for building envelopes of houses, buildings and structures and wall materials [5].

Comprehensive studies included full-scale experiments using a planned multifactorial experiment to obtain experimentally-statistical models. Field experiments and studies were carried out in several scientific laboratories: the determination of the main properties by standard methods and the determination of the characteristics of the structure were carried out at the departments "Building materials", "Production of building construction" and "Processes and devices in the technology of building materials" of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture. The calculation and analysis of experimentally-statistical models were carried out using the COMPEX dialog system, specially synthesized plans, standard Microsoft office programs and the CorelDRAW graphics program.

To form the information base of experimentally-statistical modeling, multifactorial full-scale experiments were planned according to the MTK type plan (mixture - technology - quality), which was specially synthesized by Professor T.V. Lyashenko. To solve the problem, several experiments were implemented on identical 6-factor 24-point "triangles on a cube" plans, the series of which differed in the type of initial components, the type of mixture processing and the presence

of additives. The plans simultaneously vary three dependent and three independent composition factors. As three independent factors, the content of alkali-containing additives and gypsum varied in the experiments. As three dependent factors, the specific surface area of tripoli and sand was fixed at the same levels: 400, 500 and 600 m<sup>2</sup>/kg.

As a result of the experiments, data were obtained, according to which experimentally-statistical models were calculated. During the experiments, a set of main quality criteria was analyzed based on the current regulatory and technical documentation: compressive strength ( $R_{com}$ ), frost resistance ( $F$ ), water resistance ( $k_s$ ), thermal conductivity coefficient ( $\lambda$ ), density ( $\rho$ ). An additional quality criterion that affects the structure and basic structural properties, the crack resistance coefficient, was also analyzed.

In the region of the factor space, due to the variation of all factors,  $R_{com}$  changes from  $R_{com}^{min}=123$  to  $R_{com}^{max}=181$  kg/sm<sup>2</sup>. And the maximum value was obtained on the composition with the maximum content of all the studied additives.

In the same region of the factor space, the density varies from 1340 to 1540 kg/m<sup>3</sup>. The minimum density value was obtained with a minimum content of gypsum and alkali additives.

The range of change in thermal conductivity under the influence of all factors is  $\Delta\lambda=0.26$  W/m·K and varies from 0.28 to 0.54 W/m·K.

In the region of the factor space, frost resistance  $F$  varies from 26 to 33 cycles. By changing only the specific surface area of the silica-containing component, it is possible to provide  $F_{25}$  and  $F_{35}$  frost resistance values normalized for wall stones.

The softening coefficient varies from 0.85 to 1.0 in the factor space. All compositions cause the production of water-resistant lime-silica composites. The highest water resistance  $0.9\div 1$  is characterized by compositions with a specific surface of the silica-containing component  $S_1 = 400$  m<sup>2</sup>/kg. In our experiment the crack resistance of silicate composites was characterized by the critical stress intensity coefficient  $k_{Ic}$ . This coefficient  $k_{Ic}$  under the influence of all the studied factors changes 1.8 times, from 0.91 to 1.64 MPa·m<sup>-0.5</sup>

Adjustment of properties of silicate mix provides reception of conditionally effective and effective wall materials and products on their basis on energy saving technology with the improved properties of normalized marks on density, durability, frost resistance, taking into account coefficients of thermal conductivity and crack resistance. The following intervals of change of properties are received:  $R_{com} = 123-181$ ,  $\rho=1150-1500$  kg/m<sup>3</sup>,  $\lambda=0.28-0.54$  W/m·K,  $k_s = 0.9-1$ ,  $F\geq 26$ ,  $k_{Ic} = 0.91-1.64$  MPa·m<sup>-0.5</sup>, due to which silicate composites are recommended for efficient and conditionally efficient solid blocks, hollow blocks, as well as for elements of decor and design of small architectural forms and landscape architecture.

Studies of structural aspects in the form of an analysis of the strength, crack resistance and durability of silicate composites allowed us to conclude that it is possible to use silicate composites and blocks based on them as a structural material in low-rise and cottage construction.

- [1]. E. Shinkevich, E. Lytskin: Nanotechnological and energy-saving methods of production of building composites. MATEC web of conferences, Article, 2017.
- [2]. Yu. Dotsenko, N. Sydorova: Evaluation of the energy efficiency of using silicate blocks in comparison with silicate bricks, International periodic scientific journal "Modern scientific researches" Issue №15 Part/ March, 2021. – Published by Yolnat PE, Minsk, Belarus, 2021.
- [3]. E. Shinkevich, E. Lytskin, Yu. Dotsenko: Geopolymer aerated composites on silicate matrix of thermal-moisture hardening. Bullet Incercom scientific research institute of construction. Kishinev, Moldova, 2015.
- [4]. E. Shinkevich, N. Sidorova, E. Lytskin: Raw mix obtain modified silicate materials and method of its prepare. Declared patent 64603.
- [5]. E. Shinkevich, E. Lytskin: Aerated Complex activated Composites on Silicate matrix of Thermal-moisture Hardening. Proceeding of 14<sup>th</sup> International Congress on the Chemistry of Cement. Beijing China, 13-16 October, 2015.

## **АНАЛІЗ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЕКОЛОГІЧНИХ СИЛКАТНИХ КОМПОЗИТІВ ДЛЯ МАЛОПОВЕРХОВОГО І КОТЕДЖНОГО БУДІВНИЦТВА**

*Дослідження структурних аспектів – аналіз міцності, тріщиностійкості та довговічності силікатних композитів дозволили зробити висновок про можливість застосування силікатних композитів та блоків на їх основі як конструкційного матеріалу у малоповерховому та котеджному будівництві.*

УДК 539.3

### **МЕТОДИКА МОДЕЛЮВАННЯ НДС ПІНОБЕТОНУ**

**Заякін Д. К., аспірант, Мікуліч О. А. д.т.н., проф.**

Луцький національний технічний університет, м. Луцьк

Одним із методів зниження густини бетону є введення стабільних порожнин усередину затверділого цементного розчину за використання газу чи повітря. Оскільки піноутворювач вводить повітря, отриманий бетон називається пінобетоном [1]. Цей клас матеріалів відноситься до піноматеріалів - неорганічних та органічних матеріалів з пористою структурою, схожою на затверділу піну. До піноматеріалів також належать вулканічна пемза та деякі інші гірські породи, пінопласти, пінокерамічні матеріали, пінометали і піноскло [1].

Виробництво пінобетону передбачає розведення поверхнево-активної речовини у воді, яка пропускається через піногенератор, який утворює піну

стабільної форми. Утворену піну змішують з цементним розчином або розчином, так що утворюється спінена кількість необхідної густини [2].

В останні роки використання пінобетону помітно зросло, в основному через відносно низьку вартість виробництва у порівнянні з іншими легкими матеріалами, простоту виготовлення та демонтажу. Пінобетон має бажану міцність, щоб бути альтернативним будівельним матеріалом для промислових будівельних систем. Значне зменшення загальної ваги при застосуванні пінобетону забезпечує не тільки економічний ефект, а і дає можливість реалізувати різні інженерні рішення.

У роботі розроблено підхід до моделювання напружено-деформованого стану елементів конструкцій, виготовлених з пінобетону у рамках уточнених моделей механіки суцільного середовища. Запропонований підхід дає можливість оцінити вплив дискретності структури матеріалу.

[1]. Термінологічний словник-довідник з будівництва та архітектури / Шмиг Р. А. та ін. Львів, 2010. 222с.

[2]. Foam Concrete: A State-of-the-Art and State-of-the-Practice Review/ Hindawi. URL: <https://www.hindawi.com/journals/amse/2020/6153602/>

## **SIMULATION METHOD STRESS-STRAIN STATE OF FOAM CONCRETE**

*The method of the research of the stress-strain state of structural elements made of foam concrete within the framework of couple stress elasticity is developed in the work. The proposed approach allows for an account of the influence of discrete material structure.*

УДК 539.3

## **МАТЕМАТИЧНА ТЕОРІЯ ФІЗИЧНО НЕЛІНІЙНИХ ПОЛОГИХ ОБОЛОНОК ДОВІЛЬНОЇ ТОВЩИНИ**

**Зеленський А. Г.**

ДВНЗ “Придніпровська державна академія будівництва та архітектури”  
a.zelensky@ukr.net

Різні варіанти математичних теорій фізично лінійних пластин і оболонок ґрунтуються на розкладанні компонент напружено-деформованого стану (НДС) у нескінченні математичні ряди [1]. У [2] тривимірна гранична задача для транслопних пологих оболонок зведена до двовимірної з використанням варіаційного принципу Рейснера. Варіант математичної теорії трансверсально-ізотропних пологих оболонок довільної сталої товщини [2] з високою точністю описує їх НДС. Є багато матеріалів, у яких залежність між напруженнями і деформаціями є нелінійною [3]. У багатьох наукових працях



досліджувався НДС тонких фізично нелінійних пластин і оболонок в рамках класичних або уточнених теорій типу Тимошенка-Рейснера. Розв'язання граничних задач для пологих оболонок з використанням тривимірних рівнянь фізично нелінійної теорії пружності пов'язане з неймовірними труднощами. Тільки в окремих випадках розв'язані задачі в такій постановці. Розроблених варіантів математичної теорії нетонких фізично нелінійних пластин і оболонок на сьогоднішній день автору невідомо. Розроблення, розвинення і узагальнення варіантів математичної теорії фізично нелінійних оболонок є актуальною задачею, оскільки дає можливість аналітично розв'язувати більш широкий клас граничних задач, ніж за використанням тривимірних рівнянь. У даній роботі розвинуто і узагальнено варіант математичної теорії фізично нелінійних пологих оболонок довільної сталої товщини за довільним поперечним навантаженням [4]. Усі компоненти НДС і граничні умови на бічній поверхні – функції трьох координат. Фізична нелінійність матеріалу приймається згідно з Каудерером. Варіант теорії оснований на комбінованому методі, який поєднує метод розкладання усіх компонент НДС і граничних умов на бічній поверхні у нескінченні математичні ряди за поліномами Лежандра від поперечної координати з методом збурень пружних властивостей матеріалу. Функції від двох тангенціальних координат у математичних рядах за поліномами Лежандра розкладаються у нескінченні математичні ряди за малим фізичним параметром. Використовується варіаційний принцип Рейснера.

Основні залежності для ізотропних фізично нелінійних тіл за Каудерером можна зобразити у вигляді суми лінійних і нелінійних доданків. Лінійні доданки характеризують залежності для відповідного фізично лінійного ізотропного тіла, а нелінійні – відхилення від лінійних залежностей. Причому, ці відхилення малі у порівнянні з лінійними доданками.

Система рівнянь у наближенні  $K0-N$  (у математичних рядах для тангенціальних компонент переміщень входять доданки з множниками-поліномами Лежандра з індексами від 0 до  $N$ ) і в наближенні  $l$  за малим фізичним параметром  $\varepsilon$  (наближення  $K0-Nl$ ) має порядок  $2(3N+2)$ . Зображується у вигляді:

$$\sum_{j=0,1}^N (D_{iuj}u_j^{(l)} + D_{ivj}v_j^{(l)}) + \sum_{j=1,2}^N D_{iwj}w_j^{(l)} = D_{ipq}^{(l)}(x, y) + D_{i\xi}^{(l-1)}(x, y),$$

$$(i = 1, 2, \dots, 3N + 2)$$

де  $D_{iuj}, D_{ivj}, D_{iwj}$  – диференціальні оператори другого, першого і нульового порядків;  $D_{ipq}^{(l)}$  – функції  $x, y$  зовнішнього навантаження і їх похідних у наближенні  $K0-Nl$ ;  $D_{i\xi}^{(l-1)}$  – функції, що залежать нелінійно від компонент

НДС попередніх наближень від нульового наближення до наближення  $(l-1)$  за малим параметром. Всі оператори і функції залежать від механіко-геометричних параметрів. Диференціальні оператори у лівих частинах рівнянь-це оператори для ізотропної оболонки у відповідному наближенні K0-N.

Крайові умови у наближенні K0-Nl мають такий вигляд:

$$\int_s \left\{ \left( N_{0u}^{(l)} - \tilde{N}_{0u}^{(l)} \right) \delta u_o^{(l)} + \left( N_{0v}^{(l)} - \tilde{N}_{0v}^{(l)} \right) \delta v_0^{(l)} + \sum_{k=1}^3 \left( M_{ku}^{(l)} - \tilde{M}_{ku}^{(l)} \right) \delta u_k^{(l)} + \left( M_{kv}^{(l)} - \tilde{M}_{kv}^{(l)} \right) \delta v_k^{(l)} + \left( Q_{kw}^{(l)} - \tilde{Q}_{kw}^{(l)} \right) \delta w_k^{(l)} \right\} ds = 0,$$

де перші доданки в дужках залежать від НДС, а другі-від зовнішнього навантаження.

Крайові умови в наближенні  $l$  за малим параметром залежать від кривизн оболонки, лінійно від НДС наближення  $l$  та нелінійно- від попередніх наближень. Всі функції з індексом  $(l-1)$  угорі залежать нелінійно від компонент НДС від нульового наближення до наближення  $(l-1)$ . Система диференціальних рівнянь для фізично нелінійної оболонки не розщеплюється на окремі системи симетричного і косиметричного деформування, як для пластин. Диференціальні рівняння внутрішнього НДС і крайових ефектів не відокремлюються. При певних умовах рівняння вихрового крайового ефекту відокремлюються від системи рівнянь внутрішнього НДС і потенціального крайового ефекту.

В нульовому наближенні за малим параметром всі рівняння і залежності переходять у рівняння і залежності для оболонки ізотропної оболонки. У наближенні  $l$  ( $l = 1, 2, \dots$ ) за малим параметром компоненти НДС і частини диференціальних рівнянь праворуч залежать нелінійно від компонент НДС попередніх наближень. У наближенні K0-3l система диференціальних рівнянь рівноваги має 22-й порядок. Вона перетворена в кожному наближенні за малим параметром. Система розділена на дві системи неоднорідних рівнянь.

Одна система неоднорідних рівнянь (шостого порядку) описує вихровий крайовий ефект і уточнює внутрішній НДС

$$\begin{aligned} \beta_{113}\psi_1^{(l)} + \beta_{112}\nabla^2\psi_1^{(l)} + \beta_{133}\psi_3^{(l)} &= \psi_{1\xi}^{(l-1)}; \\ \gamma_{333}\psi_2^{(l)} + \gamma_{332}\nabla^2\psi_2^{(l)} &= \psi_{2\xi}^{(l-1)}; \\ \beta_{133}\psi_1^{(l)} + \beta_{333}\psi_3^{(l)} + \beta_{332}\nabla^2\psi_3^{(l)} &= \psi_{3\xi}^{(l-1)}, \quad (\beta - const). \end{aligned} \tag{1}$$

Побудовані загальні розв'язки неоднорідних рівнянь (1). Вони виражаються через загальні розв'язки неоднорідних рівнянь Гельмгольца.

Інша система неоднорідних рівнянь 16-го порядку описує внутрішній НДС з потенціальним крайовим ефектом. Має вигляд:

$$P_{iu0}u_0^{(l)} + P_{iv0}v_0^{(l)} + P_{iw1}w_1^{(l)} + P_{iw2}w_2^{(l)} + P_{iw3}w_3^{(l)} = P_{ipq}^{(l)} + P_{i\xi}^{(l-1)}, \quad (2)$$

де  $P_{iu0}, \dots, P_{iw3}$  ( $i = 1, 2, \dots, 5$ ) – диференціальні оператори для ізотропної оболонки;  $P_{ipq}^{(l)}$  – функції від зовнішнього навантаження у наближенні К0-3  $l$ ;  $P_{i\xi}^{(l-1)}$  – функції, які суттєво нелінійно залежать від попередніх  $(l-1)$ -го наближень. Форми рекурентних загальних розв'язків системи (2):

$$u_0^{(l)}(x, y) = P_{11}^0 D_{10}(x, y) + \sum_{i=1}^5 P_{i1}^0 D_{ir}^{(l-1)}(x, y), \quad (u_0^{(l)}, P_{i1}^0 \rightarrow v_0^{(l)}, P_{i2}^0);$$

$$w_{k-2}^{(l)}(x, y) = P_{k1}^0 D_{10}(x, y) + \sum_{i=1}^5 P_{ik}^0 D_{ir}^{(l-1)}(x, y), \quad (k = 3, 4, 5),$$

де  $P_{ik}^0$  – ад'юнкти системи рівнянь (2) (як для ізотропної оболонки);  $D_{10}(x, y)$  – загальний розв'язок однорідного диференціального рівняння  $P_0 D_1^{(l)}(x, y) = 0$ , ( $P_0$  – диференціальний визначник системи диференціальних рівнянь (2)),  $D_{ir}^{(l-1)}(x, y)$  – частинні розв'язки неоднорідних диференціальних рівнянь  $P_0 D_i^{(l)}(x, y) = P_{ipq}^{(l)} + P_{i\xi}^{(l-1)}$ . Форми загальних розв'язків для інших компонент НДС в наближенні  $l$  також залежать від НДС попередніх наближень.

Дослідження в роботі дають можливість зробити наступні висновки.

Тривимірна задача фізично нелінійної теорії пружності в математичній теорії пологих оболонок зведена до нескінченної рекурентної послідовності лінійних двовимірних крайових задач. Отримані системи диференціальних рівнянь з частинними похідними і крайові умови в довільному наближенні за малим фізичним параметром.

Побудовані загальні розв'язки для вихрового крайового ефекту з внутрішнім НДС і форми загальних розв'язків систем неоднорідних рівнянь високого порядку внутрішнього НДС з потенціальним крайовим ефектом.

Розроблено метод розв'язання суттєво неоднорідних систем рівнянь у довільному наближенні за малим параметром. Побудовані розв'язки граничних задач пологих оболонок в одинарних та подвійних тригонометричних рядах. Вплив фізичної нелінійності на НДС мало залежить від змінення кривизни пологих оболонок з кривизнами ( $k_{1,2} \leq 1$ ). В залежності від параметрів фізична нелінійність може суттєво впливати на компоненти НДС.

1. Немиш Ю. Н., Хома И. Ю. Напряженно-деформированное состояние нетонких оболочек и пластин. Обобщенная теория (Обзор). Прикл. мех. 1993. Т. 29, № 11. С. 3–32.
2. Zelensky A. G., Mathematical Theory of Transversally Isotropic Shells of Arbitrary Thickness at Static Load in: Actual problems of engineering mechanics, MSV 968, Switzerland. Edited by M. Surianinov (Trans Tech Publications Ltd, 2019), pp. 496–510, ISSN: 1662–9752, doi: 10.4028/www.scientific.net/MSF.968.496.
3. Каудерер Г. Нелинейная механика. М.: Изд. иностр. лит-ры, 1961. 777 с.
4. Зеленський А. Г. Варіант уточненої теорії згину однорідних фізично нелінійних пологих оболонок. Вісник Дніпропетр. ун-ту. Механіка. Дн-вськ, 2001. В. 4, т. 1. С. 56–64.

## **MATHEMATICAL THEORY OF SHALLOW PHYSICALLY NONLINEAR SHELLS OF ARBITRARY THICKNESS**

*A variant of the mathematical theory of nonlinear elastic shallow shells of arbitrary constant thickness has been developed. All components of the stress-strain state (SSS) and the boundary conditions on the side surface are considered to be functions from three coordinates. The physical nonlinearity of the material is accepted according to Kauderer. The variant of the theory is based on the combined method, which combines the method of decomposition of all SSS components and boundary conditions on the side surface into infinite mathematical series of Legendre polynomials from the transverse coordinate with the perturbation method of elastic properties of the material. Reissner's variational principle is used. On the basis of the obtained differential equations of equilibrium and boundary conditions in the fourth approximation by Legendre polynomials and in the arbitrary approximation by a small physical parameter, the forms of general solutions of the system of differential equilibrium equations are obtained. A numerical study of SSS on obliquely asymmetric loading in the first approximation for a small physical parameter was performed. The analysis of the influence of physical nonlinearity on SSS is carried out. This impact can be significant.*

УДК 621.906

## **ДО ПРОБЛЕМИ РОЗРОБКИ МЕТОДОЛОГІЇ ЧАСТОТНОГО АНАЛІЗУ БИТТЯ ШПИНДЕЛІВ**

**Зубовецька Н. Т., к.т.н., доц., Федорусь Ю.В., к.т.н., доц.,  
Шваб'юк В. В. к.т.н., доц., Редько Р.Г., к.т.н., доц.**  
Луцький національний технічний університет, м.Луцьк

Точність обертання шпинделів металорізальних верстатів, поряд із твердістю, температурною стабільністю і динамічними властивостями шпиндельного вузла, у значній мірі визначає точність і продуктивність верстата в цілому. Передбачені стандартами [1] і технічними умовами

перевірки геометричної точності відображають вплив точності верстата безпосередньо на точність обробки. Суттєво впливає на якість обробки саме шпindelна група верстату. Шпindelний вузол є основною підсистемою, яка визначає такі складові якості обробки як: точність, шорсткість і хвилястість обробленої поверхні.

Основними джерелами биття центруючої шийки шпindelа (биття шпindelа) і биття осі обертання шпindelа є: ексцентриситет поверхні шийки шпindelа і отвору підшипника до вимірювальної поверхні (до центруючої шийки шпindelа, чи циліндричної поверхні оправки, яка встановлена в конічному отворі шпindelа); некругість і хвилястість поверхні шийки; бічне биття по поверхні шийки; некругість і хвилястість поверхні підшипника. Величина биття шпindelа визначається спільною дією цих похибок, що виявляються з різними амплітудою, частотою і фазою. Сумування даних похибок показує не просту, комплексу картину переміщення осі шпindelа у просторі (фігури Ліссажу, переміщення осі шпindelа по гіпоциклоїді чи епіциклоїді з різною кількістю петель). Складна взаємодія деталей підшипника [2] під час його обертання і неминуче їхнє проковзування при роботі, дають підставу розглядати биття шпindelа як стаціонарний випадковий процес.

Заміри, що проводилися на великій групі токарних верстатів [3,4], у тому числі і на тих, які знаходяться в експлуатації, показали, що кореляційний зв'язок між биттям шпindelа  $H_{cp}$  і биттям осі обертання шпindelа  $H$  відсутній. Це вказує на необхідність (при оцінці якості шпindelних вузлів верстатів) розділяти поняття биття  $H_{cp}$  шпindelа і биття  $H$  осі обертання шпindelа. Між биттям шпindelа і биттям осі обертання шпindelа немає однозначної відповідності. Це пов'язано в першу чергу з тим, що у підшипниках, на яких монтуються шпindelі, немає прямого зв'язку між некругістю  $\Delta R$  опорних поверхонь шпindelа й ексцентриситетом  $e$  підшипників щодо їхніх отворів. Приведена нижче методика частотного аналізу запису биття шпindelа дозволяє вирішити задачу визначення за результатами випробувань точності шпindelного вузла взаємозв'язок між параметрами його точності і якості обробки на верстаті. Запис биття шпindelа може виконуватися за допомогою контактних чи безконтактних датчиків, з'єднаних підсилювачем і записуючим пристроєм.

Виділення періодичної складової випадкової функції  $y(t)$  можна здійснити за допомогою її спектрального розкладу. Одним з методів оцінки спектральної щільності стаціонарного випадкового процесу є безпосереднє застосування перетворення Фур'є [2] до реалізації випадкового процесу. Якщо реалізація  $y(t)$  задана на інтервалі часу  $(0, T)$ , то оцінка спектральної щільності обчислюється за відомою формулою:

$$\tilde{S}(\omega) = \frac{1}{T} \cdot \frac{1}{\pi} \left[ \int_0^T y(t) e^{i\omega t} dt \right]^2. \quad (1)$$

Практично формули для обчислення спектральної щільності по дискретно заданій (числом  $N$  даних) функції  $y(t)$  мають вигляд:

$$S(\omega) = \frac{T}{4\pi} [u^2(\omega) + v^2(\omega)], \quad (2)$$

де  $u(\omega) = \frac{2}{N} \sum_{k=0}^{N-1} y(k) \cos(\omega k T / N); \quad v(\omega) = \frac{2}{N} \sum_{k=0}^{N-1} y(k) \sin(\omega k T / N).$

Для спрощення аналізу замінимо перетворення Фур'є розкладом у ряд Фур'є [2]. Це можливо, тому що домінуючі похибки підшипника (овальність, огранювання) виявляються з частотою, кратній частоті  $\omega_n$ , а швидкість приблизно дорівнює половині швидкості обертання шпинделя. Для частотного аналізу коливальних процесів у верстатах, обробка запису биття шпинделя за формулами розкладу проводилася за спеціальною програмою DPF, яка створена в середовищі Borland Delphi 7 авторами у Луцькому національному технічному університеті. Для вимірювань запропонована оригінальна оптична схема, яка дозволила проводити виміри як у статичні так і у динаміці з прикладенням робочих навантажень. Вимірювання переміщення шпинделя здійснювалися за рахунок модуляції променя лазера ЛГ-32 краєм шліфувальної оправки [4,6].

Модулем DPF, спеціально розробленим у рамках даної роботи, крім визначення коефіцієнтів (2) розкладу у ряд Фур'є передбачене обчислення ординат  $Y_1, Y_2, Y_3, Y_{1+3}$  кривих биття та розмахів  $H, H_1, H_2, H_3$  биття цих кривих. Перераховані розмахи є діагностичними ознаками похибок обробки і збірки деталей шпиндельного вузла. Розмахи биття являють собою суми певних складових гармонік розкладання кривої биття в ряд Фур'є, складені за певними правилами. Отримані криві розбиваються на рівні інтервали, число яких кратне числу  $n$  обертам шпинделя, зроблених при записі биття. Сукупність ординат точок поділу являє собою дискретно задану функцію  $y(t)$  биття шпинделя, де незалежна перемінна  $t$  являє собою час або кут повороту.

Розроблена методологія на основі дискретного Фур'є – аналізу кривої биття шпинделя дозволяє автоматизувати діагностику якості збирання вузла і впливу окремих похибок на точність і якість обробки при повздовжньому точінні.

Запропонована оптична схема вимірів кривої биття шпинделя, у поєднанні з програмним виділенням її характерних розмахів шляхом проведення частотного Фур'є-аналізу, дозволило автоматизувати процес і

забезпечити високу точність діагностування обертання шпинделя за стандартними вимогами випробувань верстатів на геометричну точність.

1. ГОСТ8-82Е, «Станки металлорежущие. Общие требования к испытаниям на точность». – М.: Изд-во Стандартов, 1982. – 10 с.
2. Захаров П.О., Зубовецька Н.Т., Шваб'юк В.І. Теоретичне обґрунтування вибору основних параметрів модельного газогідравлічного інерційного підшипника// Машинознавство. – 2002.- №11 (65). – С. 33-36.
3. Кедров С.С. Колебания металлорежущих станков. – М.: Машиностроение, 1978. - 199с.
4. Додонов В.В, Никулин Ю.В. Факторы, определяющие точность токарного станка с ЧПУ. – Известия ВУЗов. Машиностроение, №7, 2006.
5. Howell, Kenneth B. Principles of Fourier Analysis (неопр.). — [CRC Press](#), 2001. — [ISBN 978-0-8493-8275-8](#).
6. Застрогин Ю.Ф. Прецизионные измерения параметров движения с использованием лазера. – М.: Машиностроение, 1986. – 272 с.

## TO THE PROBLEM OF DEVELOPMENT OF METHODOLOGY OF FREQUENCY ANALYSIS OF SPINDLE BEATING

*In the article the method of estimation of basic parameters of exactness of spindle of metal-cutting machine-tool is considered on the basis of record of curve of beating of him centring necks. Difficult co-operation of details of шпиндельної group during work, grounds to examine beating of spindle as stationary casual process. 4 diagnostic groups of scopes of curve of beating are selected on frequency constituents. For an analysis the vehicle of discrete transformation of Fur'e (DTF) is utilized and the programmatic module of «Dpfur'e» is specially developed. A method is approved on information records of beating of spindle of machine-tool 16K20T1. Discrete Fourier is conducted – the analysis of curve of beating of spindle allowed fully to diagnose quality of collection of knot and influence of separate errors on exactness and quality of treatment at the longitudinal sharpening.*

УДК 666.91

## ІЄРАРХІЯ СТРУКТУРНИХ ЗМІН ПРИ ТВЕРДІННІ КОМПОЗИТИВ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ВІМІРУ ШВИДКОСТІ УЛЬТРАЗВУКУ

**Керш В.Я., к.т.н., проф., Колесников А.В., к.т.н, доц.,  
Замула М.А. асп., Маковецька Є.А., асист.**  
Одеська державна академія будівництва та архітектури

Однією з основних особливостей твердіючих композиційних матеріалів різного призначення – конструкційних, оздоблювальних, тепло- та звукоізолюючих – є зміна його структури в процесі твердіння. Ці зміни торкаються всіх масштабних рівнів матеріалу і, в результаті, призводять до

формування фінальної (для етапу життєвого циклу матеріалу, що вивчається) структури.

Чутливим індикатором структурних змін у тверді в'язкому тесті є швидкість ультразвуку. Згідно з експериментальною методикою [1,2], вимірюється час проходження ультразвукового імпульсу через композиційний матеріал з макроскопічними неоднорідностями 5-10 мм – зернами та гранулами заповнювача, що забезпечують високі тепло- та звукоізолюючі властивості. Результати вимірювань відображаються у вигляді кривих змін швидкості ультразвуку в процесі структуроутворення в'язучого або композиту на його основі (приклади 1-5 на рис.1). Експериментальні дані про швидкість проходження ультразвукового імпульсу дозволяють отримати практично важливу інформацію щодо початку (п.т) та кінця (к.т.) тужавлення та наукову інформацію про структурні перетворення у в'язучому тісті під час твердіння.

П.т. приблизно відповідає момент першого спрацьовування ультразвукового приладу КК-10ПМС. Невелике запізнення відгуку при структурно-механічних вимірах у порівнянні з ультразвуковими свідчить про більшу чутливість ультразвукового методу до структурних змін. Якщо початок тужавлення за експериментальними кривими визначити відносно просто, то для визначення к.т. доводиться залучати кілька методів та враховувати взаємну відповідність їх результатів. Однією з причин цього є методична та термінологічна неоднозначність понять «строки тужавлення» «початок тужавлення» та «кінець тужавлення». Під цими термінами слід розуміти договірні величини, пов'язані, проте, із реальними структурними змінами у в'язучому тесті.

Слід розрізняти п.т. і к.т., визначені різними способами та згідно з різними критеріями. Для практичного використання матеріалу надзвичайно важливими є технологічні терміни схоплювання. Так, технологічним к.т. слід вважати момент часу, коли матеріал вже не може бути механічно укладений і оброблений. Отже, технологічний к.т. залежить від методики його практичного застосування. Застосування фізичних методів, що мають різну чутливість до структурних змін у в'язучому тісті, також призводить до різних значень термінів тужавлення. Якщо час п.т. у фізичному та технологічному сенсах фактично збігається, то момент к.т., визначений нормативним методом та відповідний повному скам'янінню матеріалу, не збігається з моментом закінчення технологічної придатності суміші, що настає значно раніше. Цей факт особливо важливий для практичного застосування досліджуваних матеріалів, призначених для використання як основи для підлоги. Визначення та ідентифікація «технологічного» к.т. ультразвуковим методом є актуальне завдання. Ультразвукові вимірювання дозволяють визначити стрибкоподібне зменшення хвильового опору проходженню ультразвуку, що знаходить тлумачення за допомогою теорії перколяції – реалізується перколяційний стрибок, що відповідає початку тужавлення.



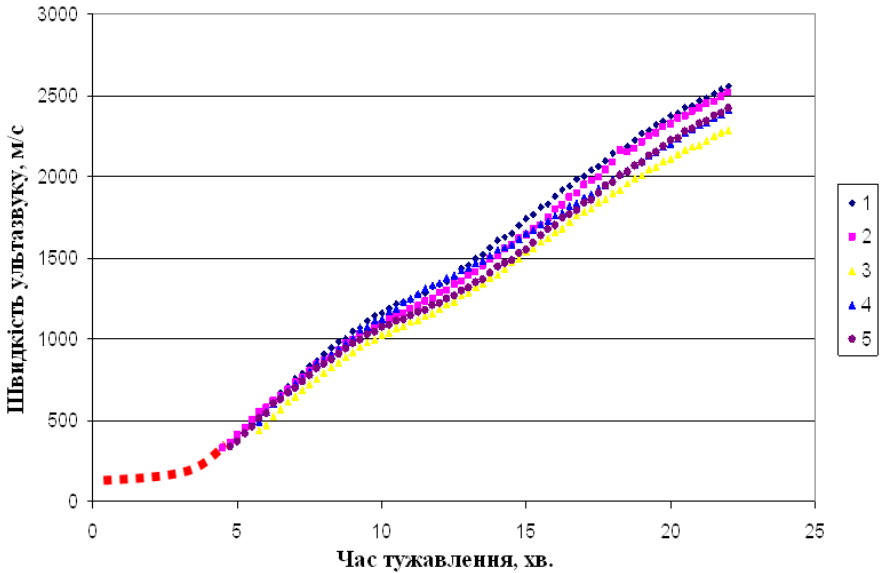


Рис. 1. Залежність швидкості ультразвукового сигналу від процесів захоплення. Гіпотетична залежність швидкості ультразвуку на початку вимірів відзначена пунктиром; 1-5 – номер зразка

У той же час, матеріал у цей момент виявляє пластичні властивості (може бути виміряна пластична міцність), зберігає податливість та може бути оброблений. Експериментальні результати показують [1], що технологічний, структурно-механічний та «ультразвуковий» кінець тужавлення не збігаються між собою, хоча й становлять близькі величини. З позицій теорії перколяції к.т. відповідає формуванню провідного кластера «червоних» зв'язків, який обрив одностов'язаними структурними фрагментами, що не беруть участь у провідності (зокрема, ультразвукових імпульсів), – «мертвими кінцями», процес твердіння при цьому захоплює основний об'єм досліджуваного зразка. Схематичний розподіл термінів тужавлення різної природи відображено на рис. 2.

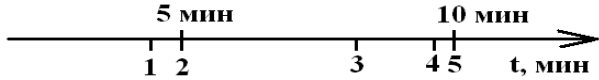


Рис.2. Етапи зміни фізичних характеристик матричного матеріалу. 1– п.т. за даними ультразвукових вимірів, 2 – п.т. за результатами структурно-механічних досліджень (прилад Віка, пластометр), 3 – «технологічний» к.т., 4 – к.т. за даними ультразвукових вимірів, 5 – к.т. за даними структурно-механічних досліджень. Над прямою наведено приблизні терміни для гіпсу за нормативним методом

Інша особливість, що виникає при визначенні термінів тужавлення ультразвуковим методом, полягає в складності перебігу кривих зміни швидкості ультразвуку під час тужавлення. Врахування цих особливостей призвело до розробки кількох методів реєстрації моменту кінця тужавлення – порівняльного, в якому використовується одночасний вимір швидкості ультразвуку та структурно-механічних характеристик [1], що вказують к.т., а також методу дотичних, заснованого на лінійній апроксимації ділянок графіка швидкості до і після спостережуваного структурного переходу [2].

Всі ці методи виявляються корисними для обробки частини експериментальних результатів, більш універсальний метод ґрунтується на припущенні про відображення відповідних фізичних властивостей і структури композиту, що твердіє, не на безпосередньому ході кривих швидкості ультразвуку, а на деяких їх параметрах (інваріантах), які можуть мати подібні значення у візуально різних кривих. Одним із таких інваріантів є кривизна кривої  $k$  та відповідний радіус кривизни  $\rho$  як функція координат (1):

$$k(x) = \frac{1}{\rho(x)} = \frac{d^2 y(x)}{dx^2} \cdot \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{dy(x)}{dx} \right)^2} \right]^3 \quad (1)$$

Передбачається, що ділянка графіка, для якого кривизна переходить через нуль (змінює знак), відповідає переходу між структурними станами. Для реалізації цього методу використовується поліноміальна апроксимація отриманих експериментальних кривих, яка підставляється в (1) як  $y(x)$  аналітично обчислюється значення кривизни  $k(x)$ , для якої будується графічна залежність (рис.3). На побудованих для трьох реалізацій, що відповідають близьким умовам, графіків кривизни видно, що кривизна  $k(x)$  змінює знак у тих областях, які відповідає початку та кінцю тужавлення. Це підтверджується результатами пластометричних вимірів [2] з урахуванням відхилень у термінах тужавлення, що спостерігаються різними методами.

Закономірність для початку та кінця твердіння відрізняється високою повторюваністю і відповідний метод може використовуватися для визначення термінів тужавлення композиційного в'язучого тіста.

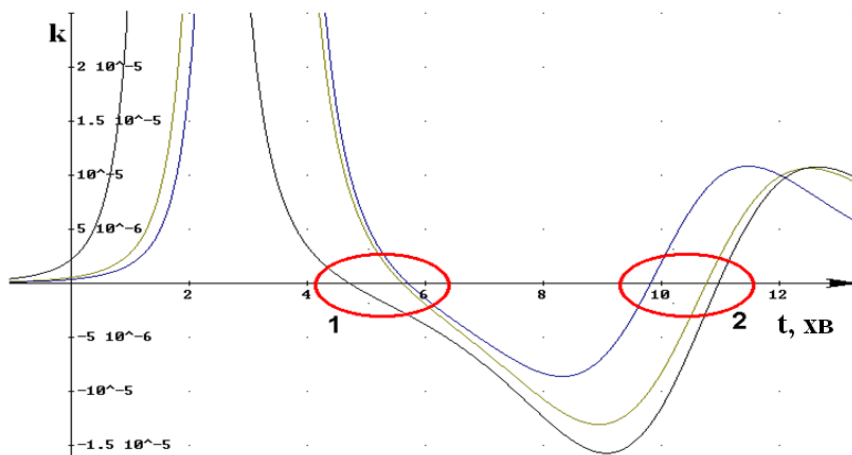


Рис. 3. Кривизна графіків твердіння гіпсових складів  
1 - початок тужавлення, 2 - кінець тужавлення

1. Керш В.Я., Колесников А.В., Хлыцов Н.В., Щербина В.С. Ультразвуковой мониторинг процесса схватывания композиций на основе гипса. Материали міжнародної наукової конференції «Структуроутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій» - Одеса, 23-24 квітня 2019. С. 90-92
2. Kersh V. Ultrasonic Control of the Formation of Gypsum Binders /V. Kersh, A. Kolesnikov, N. Xlytsov and A. Foshch// Actual Problems of Engineering Mechanics 6th International Conference "Actual Problems of Engineering Mechanics" (APEM 2019) – Trans Tech Publications Ltd, Switzerland, 2019. – Vol. 968. – pp. 122-127

### **HIERARCHY OF STRUCTURAL CHANGES DURING HARDENING OF COMPOSITES BASED ON THE RESULTS OF ULTRASOUND VELOCITY MEASUREMENTS**

*The article deals with structural changes in gypsum composites during hardening based on the results of ultrasonic measurements. An objective method for determining the setting time is proposed, as well as a hierarchical classification of the setting time of the material according to various criteria.*

## **ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМАТИВНОСТІ І ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ АЕРОДРОМНИХ ПЛИТ НА МОДЕЛЯХ**

**Корнєва І. Б., Кіріченко Д. О., Шиляев О. С.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса,

Аеродромні плити ПАГ призначені для формування як тимчасових, так і постійних покриттів аеродромів та доріг. В даний час такі плити широко застосовуються для облаштування злітно-посадкових смуг авіаційного транспорту, доріг, що розташовані на будівельних майданчиках, баз для підйомних кранів та інших промислових механізмів та обладнання. Маючи високу стійкість до агресивних середовищ, плити широко використовуються для облаштування портових територій, є надійним покриттям будівельних майданчиків, де активно рухається спецтехніка на гусеничному ході. Плити ПАГ чудово зарекомендували себе в найнесприятливіших гідрогеологічних та кліматичних умовах, у регіонах, де температура опускається до  $-(50-60) \text{ C}^{\circ}$ . Конструктивно плити являють собою монолітний залізобетонний виріб плоскої прямокутної форми. Верхня поверхня плит є рифленою, що забезпечує підвищений коефіцієнт зчеплення з колесами автомобільного та авіаційного транспорту, при руху. Такі плити можна використовувати багаторазово, що створює значний економічний ефект.

Аеродромні плити мають ряд унікальних властивостей: високі міцність, опір, морозостійкість, тріщиностійкість, сейсмостійкість, а також невелику стираність. Серед безлічі перелічених факторів, що визначають працездатність та довговічність ПАГ-плит, найважливішу роль відіграють деформативність та тріщиностійкість, вивченню яких приділяється велика увага під час експериментальних досліджень.

У роботі описані результати експерименту, проведеного в науковій лабораторії кафедри будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури – дослідження деформативності та тріщиностійкості моделей аеродромних плит ПАГ-18 за прогоновою схемою навантаження, рекомендованою чинними в Україні нормами [1].

Розрахунки аеродромних і дорожніх плит, найчастіше виконуються за методикою деформування пружної основи [3, 4]. Результати розрахунку істотно залежать від прийнятих моделей плит та моделі їхньої взаємодії із основою. Дослідження плитних моделей характеризуються гіпотезами Кірхгофа. У більшості публікацій модель взаємодії плити та основи передбачається двосторонньою, тобто рухи точок контакту плити та основи передбачаються однаковими. Моделі бази відрізняються різноманітністю. В даний час запропоновано значну кількість таких моделей, що по-різному

відображають реальну поведінку ґрунтової основи. Найбільшого поширення набули такі схеми: моделі з одним або двома коефіцієнтами жорсткості пружної основи, моделі пружного однорідного ізотропного напівпростору та напівплощини, а також різні комбінації цих моделей. При цьому можна вважати, що оскільки дорожнє покриття споруджується понад потужною штучною основою, воно зазнає тільки пружних деформацій, і на цій підставі проводиться розрахунок дорожнього покриття. Незважаючи на використання в теоретичних дослідженнях напруженого стану аеродромних плит моделі плити на пружній основі, в експериментальних дослідженнях у нормативних документах більшості країн розглядаються дві схеми навантаження - коли навантаження представлено зосередженою силою та прикладено тільки у середині прольоту, або коли зосереджена сила навантаження додається тільки на консольній частині плити. У обох випадках плита має шарнірне опирання. Зразки армовані просторовим каркасом, що складається з двох сіток (рис.1). Для залізобетонних і сталевібробетонних плит застосовувалася арматура діаметром 5 мм типу Вр-1.

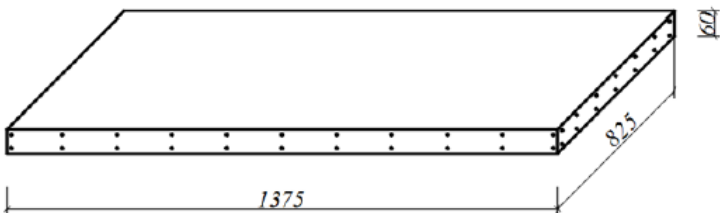


Рис.1. Загальний вигляд моделі аеродромної плити.

Для проведення випробувань використовувалася модель аеродромної плити, виготовлена з урахуванням масштабного фактору на базі серійної плити марки ПАГ-18, а також виготовлявся стенд, каркас якого містить чотири опорні стійки, попарно з'єднані балками. Модель плити спирається на балкову конструкцію. Кожен етап навантаження закінчувався п'ятихвилинною витримкою, на початку і в кінці якої знімалися показання на вимірювальних приладах. Усі випробування проводилися з використанням домкрату 100 кН та 5-тонного динамометра. Нижня площина домкрата передає навантаження на дворівневу поперечну систему, а через неї розподіляється на плиту (рис. 2).



Рис. 2. Випробувальний стенд

Реалізована схема прикладання навантаження представлена на рис. 3.

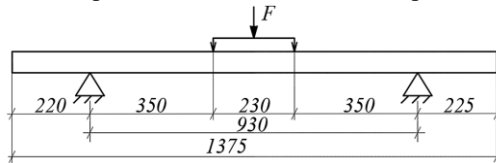


Рис. 3. Схема прикладання навантаження.

На верхній і нижній поверхні плити розташовувалися індикатори годинникового типу із базою 36 см: перші чотири – в зоні стиску, а 5 і 6 – у зоні розтягу (рис.4). Тензодатчики наклеювали за віссю симетрії під індикаторами 2 і 4.

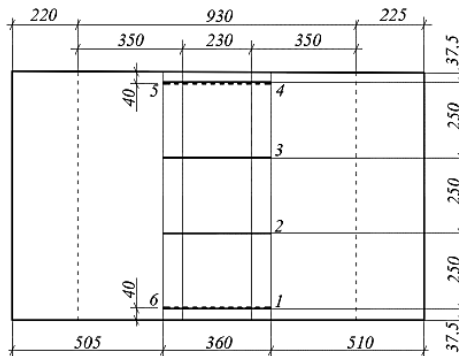


Рис. 4. Розташування індикаторів.

При появі першої тріщини прогин залізобетонної плити становить 19,6% для залізобетонної плити та 11,0% для фібробетонної плити від фіксованого значення у кінці випробувань.

Розривне навантаження та момент початку розтріскування для фібробетонної плити були в 1,52 рази та в 1,22 рази більші відповідно, ніж для плити із залізобетону.

Як впливає з наведених результатів, процес утворення тріщин у фібробетонній плиті починається при більших навантаженнях, ніж у залізобетонній плиті. Початкова ширина розкриття тріщини в плитах майже однакова, а кінцева ширина розкриття тріщини всіх тріщин у фібробетонній плиті значно нижча, ніж у залізобетонній плиті.

Деформації в сталеві фібробетонних плитах при застосуванні навантаження в прольоті як для стиснутих, так і для розтягнутих волокон вищі, ніж у залізобетонних плитах.

За результатами експерименту можна зробити висновок, що на початкових етапах поступового додавання навантаження у прольоті - прогини в плитах зростають лінійно. Для аеродромних плит із залізобетону криві приймають нелінійний характер при досягненні значення навантаження  $10 \div 25$  кН, для сталеві фібробетонних плит –  $15 \div 30$  кН. У залізобетонних моделях нелінійність починається трохи раніше і більш чітко виражена. Таким чином, експериментальні дослідження показують, що дисперсне армування аеродромних плит сталевим волокном призводить до підвищення їх тріщиностійкості.

[1]. ДСТУ Б. В.2.6–137:2010. Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні попередньо напружені ПАГ–18 для аеродромного покриття. Конструкція. [Чинний від 2011–07–01]. ТОВ НТК "Будстандарт", 2011. 8 с.

[2]. ДСТУ Б.В.2.6–122:2010.Плити залізобетонні з ненапруженою арматурою для покриття міських доріг [Чинний з 2011–07–01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 23 с.

[3]. Долгачев М. В., Ловцов А. Д. Моделирование взаимодействия пластины и грунта при его выпучивании и просадке. Вестник Тихоокеанского государственного университета, 2012. №. 1(24). С. 131–139.

[4]. Rodchenko O. Computer technologies for concrete airfield pavement design. Aviation. 2018. 21(3). P.111–117. doi:10.3846/16487788.2017.1379439.

## **EXPERIMENTAL STUDIES OF DEFORMABILITY AND FRACTURE RESISTANCE OF AIRFIELD SLABS ON MODELS**

*The results of experimental studies of deformability and crack resistance of models of aerodrome slabs made of reinforced concrete and steel-fiber concrete, made on the basis of serial slab PAG-18 taking into account the scale factor, are presented. Two series of slabs were tested - two models of reinforced concrete and two models with one-percent dispersed reinforcement. The load was applied in steps, the instrument readings were recorded twice at each step and the crack opening width was measured starting from the moment of the first crack formation. Dial gauges, deflectometer and microscope MPB-3 were used as measuring instruments. In accordance with the normative documents acting in Ukraine, one of two possible loading schemes was considered - with the loading by the concentrated force applied in the span part of a plate which had a hinged support along its short sides. Plate models were tested on a specially made stand. The deformations at the same levels were measured with dial gauges. The process of crack formation was observed with a Brinell tube in the places of the greatest crack opening.*

## SOME FEATURES OF OSCILLATIONS AND STABILITY OF COMPRESSED REINFORCED CELINDRICAL SHELLS UNDER THE ACTION OF MOVINGINERTIAL LOAD

**Klyushnyk D.V., Demianenko A.G., Guridova V.A.**

Dniprovsk State Agrarian and Economic University, Dnipro, Ukraine

The mechanical systems with two-waves dynamic effects are being considered. In such systems two forms of own oscillations displaced in phase to the right angle correspond to every own frequency of the system. The main attention is paid to the elastic systems with the mobile inertia load. The problem of oscillations and stability of thin cylindrical envelope with regular stringer set and pressed on longitudinal direction is being considered under assumption that along slats of the envelope that situated with small step from one to another, there is unsymmetrical stream of mobile inertia load. There is a wide variety of problems in area of jet engine, reactors cooling systems dynamic, flying and floating vehicle framework's design, which boil down to such computational schemes. The linear theory of structural-orthotropical envelopes with equilibrium equations and geometrical Donnel-Mushtary relations are being used to obtain of equations. The slat of envelope is considered as Kirchhoff-Klebsch bar. The problem solution is obtained by using of two-waves appearance for motion. This approach allows to obtain the accurate solution. The investigation of influence of geometrical, elasticity and structural parameters on oscillation and stability properties of the envelope carry out by using the accurate solution.

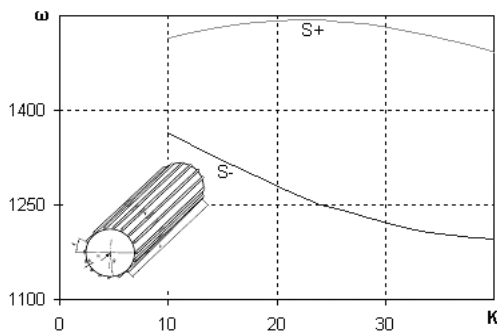


Fig.1. Dependence of the fundamental frequency on the number of ribs and their location



The task of oscillations and stability compressions in the axial direction by effort N, strengthened in longitudinal direction by the regular stringer admission of cylindrical envelope with radius R, thickness h and length L, is considered. Along ribs having equal geometry, situated with little step unsymmetrical relatively middle surface of the panelling, with a constant velocity V move streams of mass which have equal intensity q<sub>1</sub>. Long measures theory of designed casings with equations of balance and geometrical correlations in the shape of Donnel-Mushtary are use during compiling the equations of moving. The ribs of hard understanding as a pivots of Kirchhoff - Klebsh. In this case the ribs hardness connected with stretching - compressing, crook bend and turning, and inertial forces of ribs and mass streams we may distribute along all breadth of concrete severance. If we'll neglect tangential components of inertial forces, than strength factors which reduce to the middle surface of strengthened casing, will have a shape [1, 2, 6]

$$\begin{aligned} N_1 &= B(\varepsilon_1 + \mu\varepsilon_2) + (EF/l)\varepsilon_1 - (ES/l)\kappa_1, \\ N_2 &= B(\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1), \quad N_{12} = 0,5(1-\mu)B\varepsilon_{12}, \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} M_1 &= D(\kappa_1 + \mu\kappa_2) + (EI/l)\kappa_1 - (ES/l)\varepsilon_1, \\ M_2 &= D(\kappa_2 + \mu\kappa_1), \quad M_{12} = [(1-\mu)D + G I_p / 2l]\kappa_{12}. \end{aligned} \quad (2)$$

In this wording our task reduce to decision the equations system of designed casing relatively the function of crook bend W and the function of effort  $\Phi$  [3]

$$L_1(W) = \frac{1}{R} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} - \frac{a_3 S}{hl} \left[ \frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^2 \partial y^2} - \mu \frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^4} \right] - N \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{Z}{h}, \quad (3)$$

$$L_2(\Phi) = -\frac{1}{R} \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} - \frac{a_3 S}{hl} \left( \mu \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} - \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} \right) \quad (4)$$

where denoted by means of L<sub>1</sub> and L<sub>2</sub> next operators

$$\begin{aligned} L_1 &= \frac{D}{h} \left[ b_1 \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2b_2 \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + b_3 \frac{\partial^4}{\partial y^4} \right] \\ L_2 &= \frac{1}{E} \left[ a_1 \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2a_2 \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + b_3 \frac{\partial^4}{\partial y^4} \right] \end{aligned} \quad (5)$$

and entered the next marks

$$\begin{aligned} a_1 &= [1 + (1 - \mu^2)F/h] a_3; \quad a_2 = 1 + \mu(1 - a_3); \quad a_3 = 1/(1 + F/hl); \\ b_1 &= 1 + 12(1 - \mu^2) [I/h_3l - (S/h_2)2 a_3]; \quad b_2 = 1 + 3(1 - \mu) I_p/h^3l; \quad b_3 = 1. \end{aligned}$$

After operators  $L_2$  using to the equation (3), using that inertial forces of casing, ribs and mass streams, are the loading  $Z$  which distribute along the surface of casing, equation of moving the casing relatively the function of crook bend  $W$  will be written

$$L_2 L_1(W) = \frac{1}{R} \frac{\partial^2}{\partial x^2} L_2(\Phi) - \frac{a_3 S}{h \cdot l} \left[ -\frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} - \mu \frac{\partial^4}{\partial x^4} \right] \cdot L_2(\Phi) - N \cdot \frac{\partial^2}{\partial x^2} L_2(W) - \frac{1}{h} L_2 L_3(W), \quad (6)$$

where operator  $L_3$  has a shape

$$L_3(W) = \frac{q}{g} \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} + \frac{q_1}{g} \left( \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} + 2V \frac{\partial^2 W}{\partial t \partial x} + V^2 \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) \quad (7)$$

and  $L_2(\Phi)$  be as right part of equation (4),  $q, q_1$  - the weight of casing and mass streams for the bad mark of area;  $F, I, S$  - the area, moment of inertia and statical moment of cross-section ribs area relatively middle surface of panelling,  $I_p$  - moment of inertia rib's cross-section during the turning,  $l$  - the rib's step. Quotient decisions of equation (6) will look for in shape

$$W(x, y, t) = \varphi(x, y) \cos \omega t + \psi(x, y) \sin \omega t \quad (8)$$

After the substitution expression (8) into equation (4) and after the introducing complex function of actual variables

$$\Phi_1(x, y) = \varphi(x, y) + i\psi(x, y) \quad (9)$$

will have come to the equation in particular derivatives relatively function  $\Phi_1(x, y)$  which hasn't derivatives by time. Satisfying to the arrangement of recurring by the circular coordinate, function  $\Phi_1(x, y)$  will present in shape

$$\Phi_1(x, y) = \sum F_m(x) \cos \frac{m y}{R} \quad (10)$$

and after the substitution (10) into equation relatively function  $\Phi_1(x, y)$  will have come to the usual differential equation eighth order relatively the function  $F(x)$ , which general decision in assumption simple roots characteristic equations, will be in shape

$$F(x) = \sum_{i=1}^8 C_i \ell^{k_i x} \quad (11)$$

where  $C_i$  - arbitrary constants,  $k_i$ - the roots of characteristic equation eighth degree with complex coefficients which have a shape

$$C_0k^8+C_1k^7+C_2k^6+iC_3k^5+C_4k^4+iC_5k^3+C_6k^2+iC_7k+C_8=0 \quad (12)$$

Using standard programs to define the roots of equation, for long casings and middle length casings, determined, that (12) equation roots may divide on two categories, which satisfy to the conditions

$$|k_1| \geq |k_2| \geq |k_3| \geq |k_4| \gg |k_5| \geq |k_6| \geq |k_7| \geq |k_8| \quad (13)$$

With considerations (13) according to the method Lobachevskogo-Greffé, looking for all equation's (12) root's reduce to the decision of two equations fourth degree

$$C_0k^4+C_1k^3+C_2k^2+iC_3k+C_4=0, \quad (14)$$

from which will found first category roots of equation and

$$C_4k^4+iC_5k^3+C_6k^2+iC_7k+C_8=0, \quad (15)$$

from which determined the second category roots, that makes more simple a task of definition the roots. After definition equation's (14) and (15) roots, we may set for elementary approach of roots (12), which in future we may define more precisely by one of iteration methods with any degree of exactness.

After determining the characteristic equation's (12) roots and satisfying the function (11) to the boundary-value conditions, will come to the private conditioner with complex elements

$$\Delta = \begin{vmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ k_1^2 & k_2^2 & k_3^2 & k_4^2 & k_5^2 & k_6^2 & k_7^2 & k_8^2 \\ k_1^4 & k_2^4 & k_3^4 & k_4^4 & k_5^4 & k_6^4 & k_7^4 & k_8^4 \\ k_1^6 & k_2^6 & k_3^6 & k_4^6 & k_5^6 & k_6^6 & k_7^6 & k_8^6 \\ e^{k_1} & e^{k_2} & e^{k_3} & e^{k_4} & e^{k_5} & e^{k_6} & e^{k_7} & e^{k_8} \\ k_1^2 e^{k_1} & k_2^2 e^{k_2} & k_3^2 e^{k_3} & k_4^2 e^{k_4} & k_5^2 e^{k_5} & k_6^2 e^{k_6} & k_7^2 e^{k_7} & k_8^2 e^{k_8} \\ k_1^4 e^{k_1} & k_2^4 e^{k_2} & k_3^4 e^{k_3} & k_4^4 e^{k_4} & k_5^4 e^{k_5} & k_6^4 e^{k_6} & k_7^4 e^{k_7} & k_8^4 e^{k_8} \\ k_1^6 e^{k_1} & k_2^6 e^{k_2} & k_3^6 e^{k_3} & k_4^6 e^{k_4} & k_5^6 e^{k_5} & k_6^6 e^{k_6} & k_7^6 e^{k_7} & k_8^6 e^{k_8} \end{vmatrix}, \quad (16)$$

from equality to "0" (16), which determine the frequencies  $\omega_{nm}$  of casing oscillations.

The final general task's decision will be in shape [3-5]

$$W(x, y, t) = \sum_{nm} a_{nm} \{ \operatorname{Re}[\Phi_1(x, y)] \cos(\omega_{nm}t + \alpha_{nm}) + \operatorname{Im}[\Phi_1(x, y)] \sin(\omega_{nm}t + \alpha_{nm}) \} \quad (17)$$

The casing's oscillations and stability analysis, conducted by means of given method for casings with means  $L=50$  cm,  $L/R=3,4,5,6$ ,  $L/h=2500$ ,  $n=8,10,15,20$ , where  $n$  - a rib's number, which have a form of tubes with inside diameter  $d_1=0,98$  cm and external diameter  $d_2=1$  cm, which have show that frequencies and critical speeds have got lesser meanings with maximal number of district waves  $m \neq n$ . Besides, if a rib's number is increase, frequencies of oscillations slightly increase, but at that time critical speeds slow down.

The figure 1 for the shell with the parameters  $L / R = 3.5$ ,  $R / h = 300$  shows the dependence of the lowest oscillation frequency of the shell on the number of edges. As you can see, with increasing number of outer edges decreases, as for the critical speed, it decreases. With the internal arrangement of edges with flows, the values of frequencies and critical velocities decrease with increasing number of edges. Thus, with an increase in the number of ribs from 10 to 40, the fundamental frequency decreases by 35%, and the critical rate at which the stability of the shell is lost by 43%.

1. Bolotin V.V. Nonconservative problems of elastic stability. Moscow, 1961,340 p.
2. Voyerodin V.V., Using descent method for all algebra polynomial roots definition, Calculat mathematics and mathem. physics.,1961, №2, p.41-52.
3. Goroshko O.A. Demianenko A.G. Chigov G.G. "Exact solution some problem of strengthened plates and casings dynamics with mobile inertial loading", The 10-th Int. Conference, Tbilisy, 1975, Vol.2. p.98-109.
4. Demianenko A.G. Dynamics of Elastic Objects under Movable Inertial Loading. Materials Science Forum. V.968, Trans Tech Publications Ltd. (2019), 427-436.
5. Klyushnyk D.V., Demianenko A.G., Zelensky A.G. Some features of oscillations and stability of reinforced cylindrical shells under action of movable inertial loading. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 1164 (2021) 012032
6. Manevich A.I. To the stability of eccentric strengthened cylindrical casing, The 7-th. Int. Conference, Moscow, 1970, p.403-407.

## **ДЕЯКІ ОСОБЛИВОСТІ КОЛИВАНЬ ТА СТІЙКОСТІ СТИСНУТОЇ ПІДСИЛЕНОЇ ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ ЗА ДІЇ РУХОМОГО ІНЕРЦІЙНОГО НАВАНТАЖЕННЯ**

*Розглядаються механічні системи з двоохвильовим характером руху. В таких системах кожній власній частоті системи відповідають дві групи коливань - власні і супровідні, які зсунуті по фазі на прямий кут. Супровідні обумовлені рухомих інерційним навантаженням. Основна увага приділяється пружним системам з рухомих інерційним навантаженням. Досліджуються коливання та стійкість стиснутої вздовж осі циліндричної оболонки, яка підсилена регулярним, несиметричним відносно серединної поверхні, поздовжнім набором ребер жорсткості, вздовж яких рухаються потоки інерційного навантаження.*

## **РОЗРОБКА МОДЕЛІ ДЛЯ ОЦІНЮВАННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**Ковальов А.І., к.т.н., с.н.с., Поклонський В.Г., к.т.н., с.н.с.  
Отрош Ю.А., д.т.н., проф., Майборода Р.І., Щолоков Е.Е.**  
НУЦЗ України, м. Харків

Існуючі підходи до розв'язання проблеми оцінювання меж вогнестійкості вогнезахисних залізобетонних будівельних конструкцій опираються на експериментальні і розрахункові процедури. Очевидно, що такі підходи мають як переваги, так і недоліки при їх реалізації. Із цього випливає, що використання тільки цих процедур окремо не дасть можливості отримання оптимальних рішень для забезпечення вогнестійкості вогнезахисних будівельних конструкцій. Вони не дозволяють враховувати значення теплофізичних характеристик вогнезахисних покриттів, процеси теплообміну у вогнезахисних конструкціях в умовах впливу довільних температурних режимів пожежі.

Дана частина проблеми може бути вирішена шляхом розробки адекватних моделей для оцінювання вогнестійкості вогнезахисних залізобетонних будівельних конструкцій з науково обгрунтованими параметрами вогнезахисних покриттів та матеріалів залізобетонних конструкцій. Розв'язання даної проблеми призведе до підвищення точності оцінювання вогнезахисних залізобетонних конструкцій як з використанням даних експериментальних досліджень, так і за результатами чисельного моделювання в сучасних програмних комплексах.

Метою роботи є оцінювання вогнестійкості вогнезахисних залізобетонних конструкцій за допомогою розробленої моделі, що реалізована в програмному комплексі ANSYS, для теплотехнічного розрахунку вогнезахисної залізобетонної багатопустотної плити перекриття при дії підвищених температур пожежі [1].

Використовуючи результати випробувань на вогнестійкість при стандартному температурному режимові пожежі двох багатопустотних залізобетонних плит перекриття ПК 48-12-8 розмірами 4780×1190 мм та товщиною 220 мм провели чисельне моделювання прогріву вогнезахисної багатопустотної плити перекриття в програмному комплексі ANSYS.

Розв'язання задачі нестационарної теплопровідності зводився до визначення температури бетону вогнезахисного залізобетонного перекриття у будь-якій точці поперечного перерізу в заданий час [2].

Для розв'язання цього завдання було модельовано поперечний переріз вогнезахисного багатопустотного залізобетонного перекриття в програмному комплексі ANSYS.

В результаті чисельного моделювання, розв'язанням прямих задач теплопровідності були отримані розподіли температур у вогнезахисному багатопустотному залізобетонному перекритті на 180 та 240 хвилині її випробування, що зображено на рис. 1.

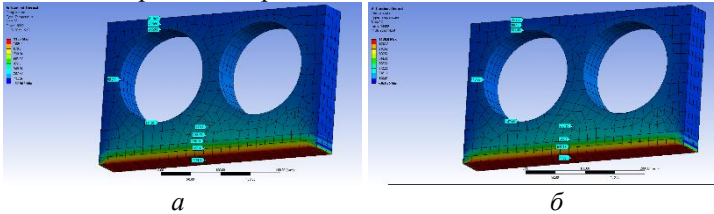


Рис. 1. Розподіл температур в фрагменті вогнезахисної залізобетонної плити на 180 (а) та 240 (б) хвилині її випробування

Як видно із рис. 1, розрахункові температури задовільно корелюють з експериментальними даними. Підтвердженням цьому є дані рис. 2, на якому видно задовільну збіжність експериментальних та розрахункових температур.

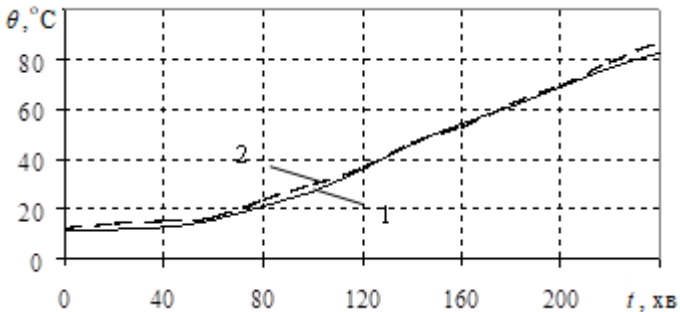


Рис. 2. Залежність температури від часу вогневого впливу з необігрівної поверхні залізобетонного вогнезахисного перекриття: 1 – експериментальна температура; 2 – розрахункова температура, отримана в ANSYS

**Висновок.** Розроблено 3D-модель вогнезахисного багатопустотного залізобетонного перекриття в програмному комплексі ANSYS, яка дозволяє моделювати нестационарний прогрів вогнезахисної конструкції, враховуючи теплофізичні та механічні властивості матеріалів, з яких складається конструкція. Особливістю моделі є можливість задавання характеристик шару з порожнинами, що є важливим фактором регулювання точності моделювання, завдяки якому можливо підвищити збіжність результатів розрахункового та експериментального підходу до оцінювання вогнестійкості.

1. Kovalov A., Otrosh Y., Kovalevska T., Safronov S. Methodology for assessment of the fire-resistant quality of reinforced-concrete floors protected by fire-retardant coatings. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2019. 708. 012058. doi:10.1088/1757-899X/708/1/012058.
2. Kovalov A., Otrosh Y., Surianinov M., Kovalevska T. Experimental and computer researches of ferroconcrete floor slabs at high-temperature influences. *In Materials Science Forum*. 2019. Vol. 968. P. 361–367. Trans Tech Publications Ltd.

## **DEVELOPMENT OF A MODEL FOR EVALUATION OF FIRE RESISTANCE OF FIRE PROTECTED REINFORCED CONCRETE BUILDING STRUCTURES**

*A finite element model for thermal engineering calculation of fire-resistant multi-hollow reinforced concrete floor in the ANSYS software package has been developed. The model allows to evaluate the fire resistance of fire-resistant and unprotected reinforced concrete structures both under load and without it. With the help of the developed model the heat engineering calculation of fire-resistant reinforced concrete multi-hollow slab was carried out, the essence of which was to solve the problem of non-stationary thermal conductivity and was to determine the concrete temperature of reinforced concrete floor at any point of cross section.*

УДК 624.012.4:624.046.2

## **УРАХУВАННЯ ПОЗДОВЖНЬОЇ СИЛИ ПРИ РОЗРАХУНКАХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМНИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ ДІАГРАМ «ЗГИНАЮЧИЙ МОМЕНТ-КРИВИЗНА»**

**Ковров А. В., к.т.н., проф., Ковтуненко О. В., к.т.н., доц., Якименко Ю. А., асп.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса,  
[yakimenko@ogasa.org.ua](mailto:yakimenko@ogasa.org.ua)

В сучасному будівництві широке розповсюдження отримали будівлі, які мають несучу систему з жорсткого каркасу, виконаного з монолітного залізобетону. В елементах каркасу крім згинаючих моментів та поперечних сил виникають поздовжні сили, які можуть викликати як стиск, так і розтяг.

Експериментальному вивченню напружено-деформованого стану залізобетонних стрижнів, в поперечних перерізах котрих одночасно виникають згинаючі моменти і поздовжні сили, присвячені роботи багатьох вчених [1-4]. Основним недоліком вказаних вище робіт, є те, що дослідження напружено-деформованого стану проводились в умовах прикладення зосередженої стискаючої сили з постійним ексцентриситетом. Згинаючі

моменти в поперечних перерізах при цьому збільшуються пропорційно збільшенню повздовжньої сили.

Діючі в Україні нормативні документи [5, 6] регламентують побудову діаграм деформування залізобетонних стрижнів, в яких одночасно виникають згинаючі моменти і поздовжні сили, в координатах «поздовжня сила – поздовжня деформація» при сталому ексцентриситеті прикладання навантаження. Однак в елементах рамних каркасів виникають, як правило, такі по довжині елементів повздовжні сили і змінні згинаючі моменти. Таким чином для забезпечення нелінійного розрахунку залізобетонних рамних каркасів необхідно використовувати діаграми деформування залізобетонних стрижнів «згинаючий момент – кривизна» при сталій величині повздовжньої сили, що виникає у поперечному перерізі, яке розглядається.

Згідно із засадами деформаційної теорії розрахунку залізобетонних стрижневих систем у системі комп'ютерної математики MATLAB складені програми, що дозволяють будувати діаграми «згинаючий момент – кривизна» для поперечних перерізів залізобетонних елементів, в яких виникають згинаючі моменти та поздовжні сили, із застосуванням кроково-ітераційного методу.

На рис. 1 наведено сімейство діаграм «згинаючий момент - кривизна» для прямокутного перерізу з бетону з міцністю  $f_{cd} = 20$  МПа, армованого арматурою класу А400 з нормативним опором  $f_{cd} = 390$  МПа і модулем пружності  $E_s = 200000$  МПа при значеннях приведеної поздовжньої сили в межах від -0.06 до 0.8. На рис. 2 наведено сімейство діаграм «згинаючий момент - кривизна» для прямокутного перерізу з бетону з міцністю  $f_{cd} = 30$  МПа.

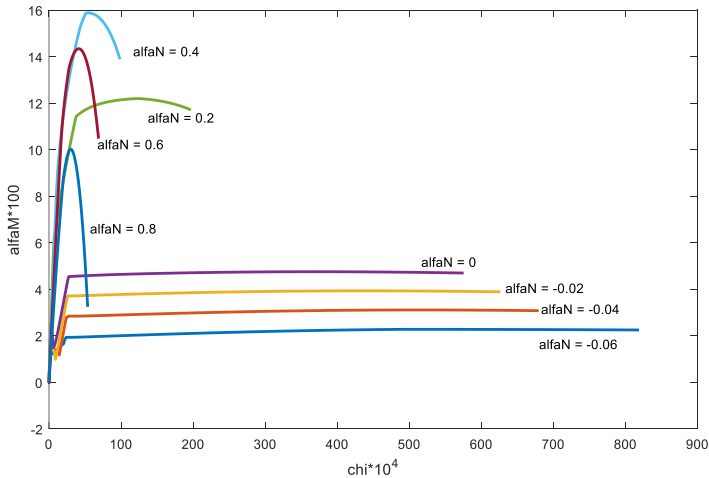


Рис. 1. Діаграми «згинаючий момент - кривизна» для прямокутного перерізу з бетону міцністю  $f_{cd} = 25$  МПа



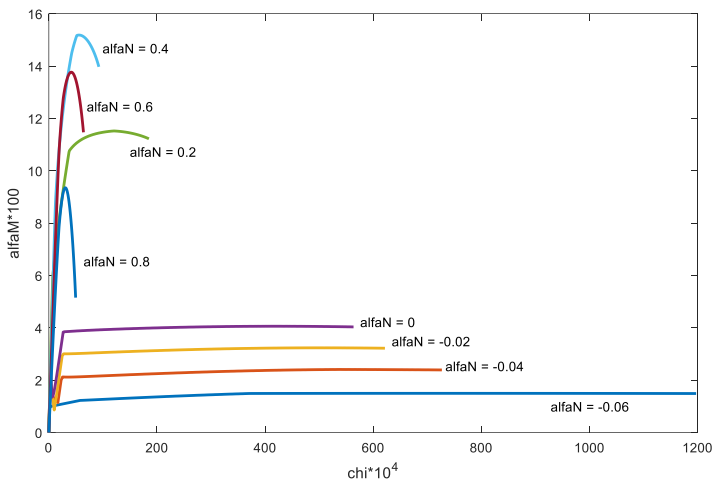


Рис. 2. Діаграми «згинаючий момент - кривизна» для прямокутного перерізу з бетону міцністю  $f_{cd} = 30$  МПа

Аналіз діаграм на рис. 1 та 2 вказує на те, що стискаюча поздовжня сила збільшує тріщиностійкість перерізу: значення приведених кривизни та приведених згинаючих моментів, що відповідають утворенню тріщин, зростають при збільшенні приведеної поздовжньої сили. Водночас стискаюча поздовжня сила приводить до втрати пластичності перерізу: граничні значення приведеної кривизни зменшуються, граничні значення згинаючого моменту при малих значеннях приведеної поздовжньої сили (до  $\alpha_N = 0,4$ ) збільшуються, а при більших значеннях – зменшуються.

Також у системі комп'ютерної математики MATLAB було складено програми для нелінійного розрахунку залізобетонних рамних конструкцій із застосуванням діаграм «згинаючий момент – кривизна». Результати розрахунків у складених програмах із застосуванням діаграм, побудованих без урахування та із врахуванням впливу поздовжньої сили, було порівняно із результатами експериментальних досліджень виконаних у Київському національному університеті будівництва і архітектури А.Я.Барашиковим, Л.А.Мурашко і Г.М.Ремінцем [8]. Також була виконана статистична оцінка розподілу співвідношення експериментальних і теоретичних значень згинаючих моментів  $M_{exp}/M_{teor}$ .

### Висновки.

1. Стискаюча поздовжня сила збільшує тріщиностійкість перерізів залізобетонних елементів та при невеликих значеннях збільшує несучу здатність, однак при високих рівнях стискаючої сили призводить до крихкого руйнування.

2. Результати розрахунку залізобетонних конструкцій із застосуванням запропонованої методики побудови діаграм «згинальний момент-кривизна»

співпадають з результатами експериментальних досліджень з похибкою, що не перевищує 1-2%.

1. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: сб. научн. тр. – 2003. – Вып. 59. – С. 121-130.
2. Бабіч Є.С. Практичний метод визначення напружено-деформованого стану і міцності стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів з використанням деформаційної моделі / Є.С. Бабіч // Буд. конструкції: Зб. наукових пр.- Київ: ДП НДІБК, 2007. - С. 68 – 77.
3. Шкурупій О.А. Розрахунок несучої здатності позакентрово стиснутих залізобетонних колон / О.А. Шкурупій // Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. Науково технічний збірник. – 2008. – № 81. – с. 27-33.
4. Петренко Д.Г. Экспериментальные исследования гибких сталебетонных колонн при осевом и внецентренном сжатии / Г.Л. Ватуля, М.Е. Резуненко, Д.Г. Петренко, М.А. Рожнова // Проблемы надежности и долговечности инженерных сооружений и зданий на железнодорожном транспорте / Сборник тезисов докладов VI международной научно-технической конференции – Харьков: УкрГУЖТ – 2017. – С. 109-111.
5. Бетонні та залізобетонні конструкції: ДБН В.2.6 – 98:2009. – [Чинні від 2011–07–01]. – Київ: ДП “Украндбудінформ”, 2011. – 84 с. – (Буд. норми України).
6. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону: ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010. – [Чинний від 2011 – 06 – 01]. – Київ: ДП “Украндбудінформ”, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
7. Ковров А.В. Построение линеаризованных диаграмм деформирования изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения произвольных размеров / А.В. Ковров, О.В. Ковтуненко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне, НУВГП, 2015. – Выпуск №30. – С.151-159.
8. Барашиков А.Я. Исследование деформативности железобетонных рам. / А.Я.Барашиков, Л.А.Мурашко, Г.М.Реминец, - Киев: Издательство «Будівельник», 1974. – 86 с.

## **CONSIDERATION OF AN AXIAL FORCE IN ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES WITH USAGE OF DIAGRAMS “BENDING MOMENT – CURVATURE”**

*The drawing method of diagrams “bending moment – curvature” that describe the cross-section stress-strain state of the reinforced concrete elements with consideration of an axial force is proposed in the article. Diagrams “bending moment – curvature” at different values of an axial force are shown. It is seen from the diagrams that compressive axial force increases the crack resistance of the cross-section but leads to the brittle destruction. The maximum bearing capacity of the cross-section is reached with application of the reduced axial force  $aN = 0,4$ . Results of the reinforced concrete frame analysis with the usage of diagrams “bending moment – curvature” drawn with and without consideration of axial forces are compared with the results of the experimental research. Mistake does not exceed 1-2%.*

## КІЛЬКІСНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ СТРУКТУР РУЙНУВАННЯ ПОЛІМЕРНИХ КОМПОЗИТІВ

**Колесников А.В.**, к.т.н., доцент, **Семенова С.В.**, к.т.н., доцент,  
**Олійник Т.П.**, к.т.н., доцент, **Кириленко Г.А.**, асистент  
Одеська державна академія будівництва й архітектури

Дослідження змін властивостей композиційного матеріалу довільної природи в процесі структуроутворення дозволяє зробити універсальний для всіх матеріалів і процесів висновок про єдність процесів самоорганізації й руйнування. Наочним прикладом цієї єдності є формування тріщин срібла або крейзів в аморфних лінійних полімерах у процесі розтягання в адсорбційно-активних середовищах – розчинах органічних рідин і, зокрема, органічних спиртів. У цих випадках замість «шийки» полімерів, що виникає при розтяганні в повітряному середовищі у випадку наявності зовнішнього рідкого адсорбційно-активного середовища виникають «тріщини срібла» або крейзи. Кожний крейз є квазіперіодичною структурою, що складається з берегів (як і класичні тріщини), з'єднаних мікротяжами з упорядкованого ущільненого полімерного матеріалу, між якими утворюються мікропорожнечі [2,3].

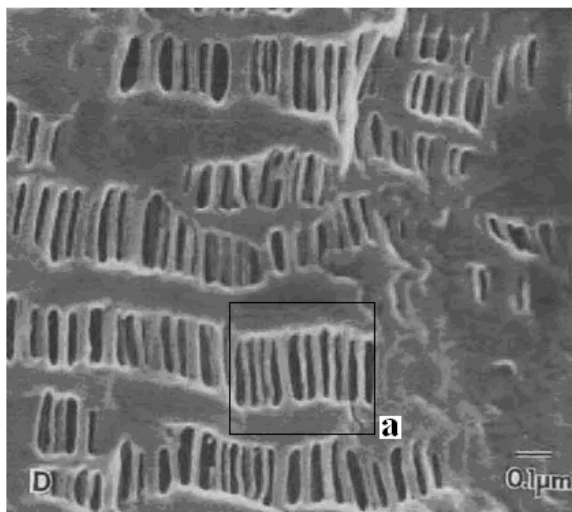


Рис.1. Структура «тріщин срібла» (крейзів) у полімерах;  
а – досліджуваний крейз

Полімерний матеріал тяжів зазнає витяжіння і зміцнення, механічні властивості полімерного зразка (міцність, модуль пружності) змінюються незначно.

Індивідуальний крейз являє собою, як правило, високовпорядковану структуру тяжів і порожнеч, однак ступінь їх упорядкованості може бути різної залежно від умов крейзингу й, зокрема, складу адсорбційно-активного середовища.

Крейзинг полімерів і властивості індивідуальних крейзів вивчені досить добре [2]. Однак деякі питання своєрідного процесу руйнування полімерів при розтяганні залишаються невирішеними, зокрема:

1. Ступінь упорядкованості крейзів. Вона може бути виражена з різним ступенем залежно від швидкості деформації полімеру, складу адсорбційно-активного середовища, різної концентрації дефектів поблизу поверхні.

2. Існування і умови виникнення організованої системи крейзів (крейзового ансамблю) - упорядкованої структури, елементами якої є самі крейзи.

Відповіді на ці питання можуть бути отримані декількома методами, одним з яких є метод комп'ютерної мікроскопії, який дозволяє відобразити й інтерпретувати основні риси організації крейзової структури на декількох масштабних рівнях.

Реалізація аналізу крейзової структури може ґрунтуватися на аналізі двовимірної автокореляційної функції (далі АСФ), побудованої по зображенню відповідного препарату матеріалу, що руйнується.

АСФ описує кореляцію зображень із самим собою як функції зсуву зображення (щодо себе) або як кореляцію інтенсивності сірого кольору кожної точки (пікселя) з інтенсивністю сірого всіх його сусідів як функцію їх розташування.

Математично це визначення може бути відображене як згортка зображення, тобто двовимірної функції  $G(x, y)$  із самої собою, з урахуванням зсуву  $x', y'$  (1):

$$G(x, y) \otimes G(x, y) = \int_{-\infty-\infty}^{\infty} \int_{-\infty-\infty}^{\infty} G(x', y') \cdot G(x+x', y+y') dx' dy' \quad (1)$$

АСФ дозволяє оцінити розміри й форму індивідуальних об'єктів і, що важливо для проведеного дослідження, ступінь періодичності розташування об'єктів на зображенні. Для періодично розташованих структур центральний пік АСФ оточений серією хвиль, максимумами яких відповідають відстані кореляції, мінімумами – антикореляції. Для випадку наявності лише близького порядку відповідні коливання загасають до слабкорельованого фоновому рівня.

Для проведення автокореляційного аналізу нами реалізоване обчислення АСФ для квадратних ділянок зображення різної площі [4]. Із цією метою використовувався макрос програми Scion Image, що полегшує роботу зі

швидким перетворенням Фур'є і ACF. За допомогою цього макросу виділяється фрагмент зображення  $64 \times 64$  пікселя, що перекриває досліджуваний крейз. Далі виконується обчислення ACF (рис. 2, а) і досліджується його профіль уздовж осі абсцис.)

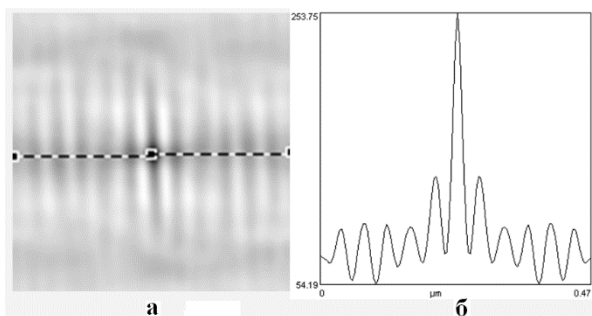


Рис. 2. Автокореляційна функція для зображення (рис.1,а):  
а – автокореляційна функція (ACF),  
б – її профіль інтенсивності

Характер профілю ACF свідчить про високу регулярність розположення пір і порожнеч, що чергуються, у розглянутому крейзі. Такий варіант структури крейза є найпоширенішим. Цей результат показує послідовність методичних приймань для морфометричного дослідження структури, що формується з окремих крейзів.

Для дослідження такої структури використане виділення істотно більшого фрагмента на зображенні (використовувалося зображення крейзової структури більшого масштабу). У результаті повторення сукупності послідовності кроків, аналогічних першому варіанту (профіль ACF досліджується уздовж осі OY), отримані ACF (рис. 3, а) і її профіль (рис. 3, а, б).

Зображені на рис. 3 профілі ACF свідчать про наявність слабкої впорядкованості між горизонтально розташованими крейзами (вісь розтягання вертикальна) і наявності тільки лише близького порядку – спостережуваний профіль ACF характеризується сильно загасаючими коливаннями, що швидко наближаються до фоновому рівня.

Отже, для розглянутих зразків і відповідних умов [3] періодичність близького порядку крейзової макроструктури реалізується та спостерігається. Слід очікувати високу чутливість характеру такої структури до умов руйнування полімеру: складу адсорбційно-активного середовища, розміру зразків, швидкості деформації.

Гіпотетичний механізм формування «вторинної» крейзової структури може бути інтерпретований як втрата стійкості рівномірного просторового розподілу крейзів завдяки біфуркаціям. Дослідження цього теоретичного питання є предметом майбутніх досліджень.

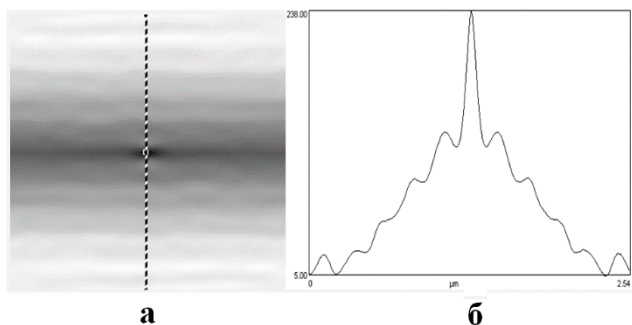


Рис. 3. Автокореляційна функція для зображення крейзової макроструктури: а – автокореляційна функція (ACF), б – її профіль інтенсивності

Розглянуті етапи дослідження «первинної» і «вторинної» крейзової структури полімерів корисні при дослідженні процесів багатоосередкового структуроутворення та руйнування інших композиційних матеріалів і, зокрема, при формуванні ієрархічної структури мікротріщин у матеріалі на основі традиційних мінеральних в'язучих. Для цих матеріалів слід також очікувати формування ієрархічної структури, у якій структури первинного рівня є елементами вторинних структур.

1. Сегалова Е.Е., Ребиндер П.А. Возникновение кристаллизационных структур твердения и условия развития их прочности. Новое в химии и технологии цемента. М.: Стройиздат, 1962. 115 с.
2. Волинский А.А., Бакеев Н.Ф. Структурная самоорганизация аморфных полимеров. М.: Физматлит, 2005. 232 с.
3. Sawyer L., Grubb D. T., Meyers G.F., Polymer Microscopy / Springer ebook collection / Chemistry and Materials Science 2005-2008, Springer Science & Business Media, 2008, ISBN0387726284. 540 p.
4. Heilbronner R., Barrett S. Image Analysis in Earth Sciences. Microstructures and Textures of Earth Material, Springer, 2014. 520 p.

## QUANTITATIVE STUDY OF STRUCTURES OF DESTRUCTION OF POLYMER COMPOSITES

*The article discusses the study of the craze structure of polymer materials in its microscopic images using autocorrelation analysis. Along with the periodic structure of the individual craze, an orderly arrangement of a craze series in the material was found.*

## **ВПЛИВ ФОСФАТУ НАТРИЮ І НІТРАТУ НАТРИЮ НА МІКРОСТРУКТУРУ ШЛАКОЛУЖНОГО ТІСТА І ВЛАСТИВОСТІ АРМОВАНОВОГО БЕТОНУ ПІД ЦИКЛІЧНИМ ВПЛИВОМ МОРСЬКОЇ ВОДИ ТА ВИСУШУВАННЯ**

**Кривенко П. В., д.т.н., проф., Руденко І. І., д.т.н., с.н.с.  
Константиновський О. П., к.т.н., доц., Бойко О.В., асп.**

Науково-дослідний інститут в'язучих і матеріалів ім. В.Д. Глуховського,  
Київський національний університет будівництва і архітектури

**Vaičiukynienė D., проф.**  
Kaunas University of Technology

Підвищення довговічності будівельних конструкцій є актуальною світовою тенденцією розвитку сучасного матеріалознавства. Особливої уваги щодо підвищення довговічності потребують залізобетонні споруди, що експлуатуються в морській воді. Це пов'язано з ризиком деградації бетону і ініціації корозії сталевих арматур під дією хлоридів ( $\text{NaCl}$ ,  $\text{MgCl}_2$ ,  $\text{CaCl}_2$ ,  $\text{KCl}$ ) і сульфатів ( $\text{MgSO}_4$ ,  $\text{CaSO}_4$ ), які є основними складовими морської води [1]. Доцільність використання шлаколужного цементу в залізобетонних конструкціях вказаного призначення обумовлено підвищеними корозійною стійкістю і захисними властивостями бетону по відношенню до сталевих арматур [2].

Однак, в реальних умовах експлуатації конструкції зазнають циклічного впливу морської води і висушування при дії вуглекислого газу повітря. За таких умов посилюється ризик як деградації структури бетону [3], що у випадку використання шлаколужного цементу може бути пов'язано з підвищеним вмістом гелевої фази [4], так і ініціації корозії сталевих арматур [5]. Агресивний вплив середовища на залізобетонні морські споруди характеризується циклічним впливом  $\text{CO}_2$  повітря і зволоження в морській воді та описується класами XC4 (вплив вуглекислого газу при періодичному контакті з водою) і XS3 (періодичний вплив морської води або повітря з аерозолями морської води) при їх поєднанні [6].

Ризик деградації структури бетону із втратою захисних властивостей щодо сталевих арматур збільшується при використанні високорухомих сумішей, яких потребує сучасна практика будівництва. Це обумовлено негативними змінами в структурі пластифікованого бетону, які призводять до збільшення пористості і, як наслідок, проникності [7].

Показано можливість обмеження транспорту агресивних іонів солей морської води в пластифікований шлаколушний бетон шляхом використання комплексу добавок, який складається з портландцементу, глиноземистого

цементу, тринатрійфосфату і цеоліт-вміщуючої добавки [2]. Підвищення захисних властивостей шлаколужного бетону щодо сталевій арматури обумовлено зв'язуванням агресивних іонів в (Ca, Al) LDH-фази (сіль Кузеля  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 0,5\text{CaCl}_2\cdot 0,5\text{SO}_4\cdot 10\text{H}_2\text{O}$ , хлорапатит  $\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3\text{Cl}$ ), а також оклюдуванням в структурі цеоліту.

Іншим шляхом підвищення корозійної стійкості пластифікованих шлаколужних бетонів, які зазнають впливу морської води, є добавки солей сильних кислот [8]. Підвищення корозійної стійкості структури шлаколужних бетонів в цьому разі є наслідком підвищення ступеня закристалізованості гідратних фаз, що супроводжується ущільненням структури, поліпшенням порової структури і підвищенням міцності.

Аналіз стану вирішення проблеми дозволяє прогнозувати підвищення корозійної стійкості шлаколужного бетону в умовах періодичного впливу морської води шляхом використання комплексу добавок, який сприяє зменшенню дифузії  $\text{CO}_2$  повітря внаслідок ущільнення мікроструктури і обмеженню транспорту агресивних іонів морської води завдяки їх зв'язування. Звідси, **метою роботи** є визначення впливу добавок солей сильних кислот на прискорення процесів кристалізації гідратних фаз шлаколужного цементу і еволюцію фізико-механічних властивостей армованого сталевію арматурою бетону, модифікованого багатофункціональною комплексною добавкою системи «портландцемент - глиноземистий цемент - цеоліт», в результаті циклічного зволоження в морській воді і висушування.

#### Підвищення ступеня закристалізованості мікроструктури.

За допомогою методів фізико-хімічного аналізу досліджено вплив солей сильних кислот ( $\text{Na}_3\text{PO}_4\cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{NaNO}_3$ ) на процеси структуроутворення шлаколужного цементу. Вибір вказаних солей обумовлений їх відомим позитивним впливом на структуроутворення шлаколужного цементу в напрямку формування ефективної порової структури штучного каменю, прискорення кристалізаційних процесів тощо [8].

Показано, що модифікація шлаколужного цементу, як на основі соди кальцинованої, так і на основі метасилікату натрію вказаними солями сильних кислот призводить до підвищення ступеня закристалізованості мікроструктури і спричиняє її ущільнення, що дозволяє прогнозувати підвищений опір шлаколужного бетону циклічному впливу морської води та вуглекислоти повітря шляхом сумісного використання з багатофункціональною комплексною добавкою (далі - КД) «портландцемент - глиноземистий цемент - кліноптилоліт».

#### Властивості пластифікованого шлаколужного бетону під дією циклічного зволоження в морській воді і висушування

Ефективність використання добавок солей сильних кислот сумісно з КД досліджено при відповідності консистенції бетонної суміші класу S4 згідно з [6]. Значення В/Ц для пластифікованого шлаколужного бетону, модифікованого комплексом добавок, становили 0,45 і 0,40 при використанні



як лужного компоненту соди кальцинованої і метасилікату натрію відповідно. Властивості бетону визначали після 90 циклів зволоження в морській воді і висушування при температурі  $105 \pm 3$  °C.

*Міцність на стиск.* Показано збільшення міцності на стиск бетону, модифікованого запропонованим комплексом добавок, в межах 4,6...9,6 % (тут і далі наведено діапазони зміни значень залежно від аніонної складової добавки натрієвих солей сильних кислот - фосфат, нітрат).

*Корозійна стійкість.* Модифікація призводить до підвищення коефіцієнту корозійної стійкості бетону в межах на 5,4...9,1 %. Збільшення міцності і корозійної стійкості обумовлені ущільненням структури внаслідок підвищення ступеня кристалізації гідратних новоутворень при використанні солей сильних кислот.

*Порова структура.* Модифікація призводить до зменшенням об'єму капілярних пор в межах 6,7...14,2 % і збільшенням об'єму умовно закритих пор в межах 16,4...54,5 %. Поліпшення порової структури пластифікованого шлаколужного бетону досягається заповненням порового простору як гідросилікатним гелем, ступінь закристалізованості якого підвищується під дією солей сильних кислот, так і AFm фазами (сіллю Кузеля) через хімічне зв'язування іонів  $\text{Cl}^-$  і  $\text{SO}_4^{2-}$ , спричинене КД [2].

*Швидкість ультразвуку.* Зміни в поровому просторі призводять до формування більш щільної структури пластифікованого шлаколужного бетону, що характеризується збільшенням швидкості поширення ультразвуку в межах 5,0...21,9 %.

*Карбонізація.* За якісною реакцією 0,1 % розчину фенолфталеїну в етиловому спирті модифікація спричинює сповільнення швидкості карбонізації на 50 %. Вказаний ефект забезпечується як дією КД, яка сприяє зв'язуванню іонів  $\text{CO}_3^{2-}$  AFm фазами [2], так і солями сильних кислот, спричинюючих ущільнення мікроструктури.

*Стан сталеві арматури.* Вплив запропонованого комплексу добавок на захисні властивості пластифікованого шлаколужного бетону оцінено за зміною маси вкладених сталевих стрижнів. Втрати мас останніх в модифікованому бетоні зменшуються в межах 4.8...5.7 % порівняно з не модифікованим аналогом. Вказані втрати мас сталевих стрижнів є меншими за регламентоване значення  $10 \text{ г/м}^2$  [9], при якому вважається, що бетон втрачає захисні властивості по відношенню до сталеві арматури.

**Подяка.** Автори висловлюють подяку за фінансову підтримку роботи, яка виконується в рамках бюджетного фінансування № 1020U001010, а також в рамках сумісного проекту Наукової ради Литви та Міністерства освіти і науки України «Протидія транспорту агресивних іонів  $\text{SO}_4^{2-}$  і  $\text{Cl}^-$  в армованому сталеві арматурі портландцементному бетоні для морського будівництва», код проекту S-LU-22-7.

- [1] Qu F., Li W., Dong W., Tam V.W.Y., Yu. T., Durability deterioration of concrete under marine environment from material to structure: A critical review. *Journal of Building Engineering* 35 (2021) 102074. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.102074>
- [2] Kryvenko P., Rudenko I., Konstantynovskiy O., Boiko O. Restriction of  $\text{Cl}^-$  and  $\text{SO}_4^{2-}$  Ions Transport in Alkali Activated Slag Cement Concrete in Seawater. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 1164 (2021) 012066. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1164/1/012066>
- [3] Soive A., Tran V.Q., Baroghel-Bouny V. Requirements and possible simplifications for multi-ionic transport models—Case of concrete subjected to wetting-drying cycles in marine environment. *Construct. Build. Mater.* 164 (2018) 799 – 808
- [4] Krivenko P. Why Alkaline Activation – 60 Years of the Theory and Practice of Alkali-Activated Materials. *Journal of Ceramic Science and Technology* 8 (2017) 323 – 334. <https://doi.org/10.4416/JCST2017-00042>
- [5] Medeiros M., Gobbi A., Reus G., Helene P. Reinforced concrete in marine environment: effect of wetting and drying cycles, height and positioning in relation to the sea shore. *Construct. Build. Mater.* 44 (2013) 452 – 457
- [6] ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови
- [7] Sohail M.G., Kahraman R., Nuaimi N.A., Gencturk B., Alnahhal W. Durability characteristics of high and ultra-high performance concretes. *Journal of Building Engineering* 33 (2021) 101669. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101669>
- [8] Krivenko P., Gots V., Petropavlovskiy O., Konstantynovskiy O., Kovalchuk A. Development of solutions concerning regulation of proper deformations in alkali-activated cements. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies* 5(6 - 101) (2019) 24 – 32. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2019.181150>.
- [9] ДСТУ Б В.2.6-181:2011 Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Методи випробувань (ГОСТ 31383:2008, NEQ)

## **EFFECT OF SODIUM PHOSPHATE AND SODIUM NITRATE ON MICROSTRUCTURE OF ALKALI-ACTIVATED SLAG CEMENT PASTES AND PROPERTIES OF REINFORCED CONCRETE UNDER CYCLIC DRYING-WETTING IN SEA WATER**

*The relevance of alkali activated slag cement (AASC) concretes for marine structures is due to their enhanced resistance to sea water. However, cyclic influence of sea water and drying under the action of atmospheric carbonic gas in actual operating conditions cause risks of both deterioration of concrete and corrosion of steel reinforcement. These risks increase in case of high consistency of fresh concretes. Application of salts of strong acids, i.e. sodium phosphate and sodium nitrate, in combination with complex multifunctional additive «portland cement - alumina cement - clinoptilolite» was proposed to protect plasticized AASC concrete from the influence of cyclic drying-wetting in sea water with combination of exposure classes XC4 and XS3. It was shown the advanced crystallization of AASC microstructure due to the mentioned salts as admixtures. Corrosion resistance potential of AASC concrete can be improved due to application of specified salts in combination with the mentioned complex additive as factor of aggressive ions ( $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$  and  $\text{CO}_3^{2-}$ ) binding. The modified in proposed way plasticized AASC concrete was characterized by the advanced performances, i.e. pore structure, structural density, strength, corrosion resistance, state of steel reinforcement after 90 cycles of wetting/drying in sea water.*

## **CHANGE IN THE MATERIAL CHARACTERISTICS DURING LONG-TERM OPERATION OF CONSTRUCTION**

**Korobko O.O., D. Eng., Docent, Urazmanova N.F., Assistant,  
Antoniuk N.R., Ph.D., Docent, Pishcheva T.I., Ph.D., Docent,  
Pishchev O.V. Ph.D., Senior Lecturer**

Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture, Ukraine

The construction may lose stability under the influence of external influences and internal structural spontaneous changes during operation. This provokes a decrease in the level of functionality of the material of constructions. There is a separate period of existence of the construction as an integral object - from the beginning of its degradation to death. The degradation of the construction should not occur before the object finishes its active functioning. The duration of the degradation period is determined by the ability of the construction to retain certain structural elements. These elements ensure the performance of specified functions under conditions of interaction with the environment during the normalized operation time. Structural degradation can be seen as a process of adverse structural changes. Such changes lead to a decrease in the adaptive capacity of the construction and an increase in the probability of fracture. Degradation is determined by the complex relationship between "decline" processes and processes aimed at stabilizing the stability of the system. Structural, exchange and functional indicators change at different rates during degradation. Some of them decrease progressively over time; others do not change significantly; the third is increasing. Uneven shifts at degradation are changes in structures and substructures of the construction that develop and proceed differently during different periods. Increasing shifts during degradation limit the adaptive capabilities of the system. The intensity of degradation (the rate of its development) determines the duration of the active phase of the implementation basic functions, which is found during the period of creation and formation of the construction. The duration of the active phase is determined by one or another ratio of exchange, structural and functional manifestations that occur in various subsystems of the system. Therefore, for the safe performance of basic functions, the construction must have adaptation properties. The construction adapts when interacting with the external environment. The construction adapts to changes caused by internal structure changes. Homeostasis implies the presence in complex systems of structural components that ensure their self-preservation (stability) during the period of operation. Cracks and inner surfaces of partition can be distinguished as such active elements at all levels of complex construction organization as the system. Timely change of the parameters of these elements under the internal and external influences allows the construction to function during the normalized life of

buildings. Favorable changes in the parameters of the network of active elements contribute to maintaining the crack resistance and strength of the material at the initial level. Crack resistance and strength of these properties, which primarily determine the operational reliability of constructions. It can be assumed that an increase in the structural diversity of the material at the level of interaction of particles of the dispersed phase will create conditions for such favorable changes. This will affect the duration of the period of active functioning of constructions. Based on this, the purpose was set to analyze changes in the structure of mono- and polydisperse cement compositions and determine the level of material properties with long-term (up to 15 years) operation of the construction.

Elements appear in the material structure as a result of initial structural organization processes. These elements are able to transform their parameters. This leads to a change in the structural figuration of the material, which ensures the manifestation of controlled properties. The research results showed that the damage of cement samples increases with the hardening time. This indicates continuous structural changes in the hardening material. Cracks and inner surfaces of partition, even with favorable environmental influences, are capable of self-development. This leads to a change in the damage of the material by technological defects. In turn, changes in damage lead to structural changes in composites that develop over time. This confirms the activity of such structural elements as technological cracks and inner surfaces of partition. This allows to conclude that the structural change in building composites is due to a change in the parameters of cracks as objectively existing structural elements.

An analysis of the experimental results showed a general tendency to decrease the crack resistance of cement compositions over time for all methods of crack initiation. At the same time, the influence of the amount and specific surface of the filler on the change in stress intensity factor values after 15 years of storage in natural conditions is preserved.

The change in technological damage and the other distribution of technological deformations causes a change in the crack resistance of cement compositions. This makes it possible to quantify the degree of technological influence on the deformation of properties using the coefficient of technological influence  $K_t$ . The research results showed that after 15 years of hardening of the samples, the influence of control factors is greater when using polydisperse fillers, up to 15%. After hardening of the samples for 0.6 years, the  $K_t$  value can change up to 22% due to changes in the amount and specific surface area of the fillers. The influence of crack initiation methods and the use of fillers are maintained after 15 years of storage of samples under natural conditions.

The research results indicate a significant influence of hereditary technological factors on structural changes and, therefore, the properties of cement compositions over time.

The impact of the age of cement samples on the change in compression strength was determined from the expression:  $\Delta F = Rc^{15}/Rc^{0.6}$ , where:  $\Delta F$  is change the indicator of sample compression strength;  $Rc^{15}$  is indicator of sample

compression strength at the age of 15 years;  $R_c^{0.6}$  is an indicator of sample compression strength after 0.6 years of normal hardening.

After 15 years of storage of samples in natural conditions, the influence of control factors on the  $\Delta F$  change value remains. The analysis of the results showed that the increase in strength over time varies by 1.5-2.2 times with a change in the specific surface of the fillers.

The change in the damage of the cement compositions, that occurs under favorable storage conditions of the samples, indicates continuous structural changes. The directed use of rational fillers allows creating a certain set of new elements in the material - technological cracks and inner surfaces of partition, which initiate structural changes. This ensures the desired properties over long periods of time. After 15 years of storage, the influence of the accepted control factors (composition of fillers, geometric characteristics of samples, and methods of initiating initial cracks) on the change in the crack resistance of cement compositions remains. Thus, the initial conditions for the structure organization largely determine the ability of cement compositions to resist the development of the fracture cracks. This makes it possible to assign the initial compositions, taking into account quantitative and qualitative compositions of the fillers. These compositions, by the directional structure organization, will allow obtaining the required values of crack resistance, depending on the operating conditions of the materials. The use of rational fillers allows solving not only the actual problems of reducing the material consumption of cement compositions, but also directionally changing their structure depending on future operating conditions. Structural changes under the action of operational loads on the construction should be within certain limits and should be aimed at ensuring the internal and external safety of the structure during the normalized period of its active operation.

## **ИЗМЕНЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРИАЛА ПРИ ДЛИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ КОНСТРУКЦИИ**

*Длительное функционирование конструкций определяется возможностью адаптации материала к изменениям, вызванными внутренними перестройками структуры, и влиянию внешней среды. Трещины и внутренние поверхности раздела как активные элементы структуры способны адекватно изменять свои параметры под влиянием внутренних и внешних факторов. Изменение поврежденности во времени цементного камня в благоприятных условиях твердения свидетельствует о непрерывных структурных преобразованиях в материале. Тем самым обеспечивается своевременность структурных изменений, что гарантирует требуемый уровень трещиностойкости и прочности строительных композитов в течение длительной эксплуатации.*

## THE EFFECT OF CRACK FORMATION ON THE PERFORMANCE OF WALL PANELS

**Kravchenko S.A., Pfd, Assistant Professor, Posternak O.O., Pfd, Assistant Professor, Kostyuk A.I., Pfd, Professor, Stolevich I.A., Pfd, Assistant Professor, Urazmanova N.F., ass.**

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa

E-mail: [isi@ogasa.org.ua](mailto:isi@ogasa.org.ua)

It is known that the phenomenon of destruction of concrete and reinforced concrete is a complex multi-stage process of the appearance, growth and development of cracks. This raises the need to study concrete and reinforced concrete from the standpoint of fracture mechanics, which in the broadest sense of this concept includes that part of the science of the strength of materials and structures, which is associated with the study of the bearing capacity of the body, taking into account the initial distribution of cracks, as well as with the study of various regularities. their development.

It was studied: stress intensity factor; the effect of cracks on the manufacture, storage and operation of wall panels. From the standpoint of fracture mechanics, recommendations are given for an improved reinforcement scheme that allows to reduce cracking in wall panels.

Experimental studies consisted of two stages.

At the first stage, a study of the stress intensity factor was chosen.

At the second stage of the study, load-bearing wall panels of large-panel buildings corresponding to the 1-464AC series of cassette production were selected.

The main task of the first level of the study of the full-scale experiment was to study the factors that determine the quality of manufacture of internal load-bearing wall panels.

To assess the parameters and nature of the existing cracks, it was planned to carry out the second level of the study of the full-scale experiment of wall panels. The studies were planned according to the following methodology: mapping of the scheme of cracks, determination of the opening width, length and depth of cracks in the body of the structure.

The data arrays on the width and length of the cracks (field experiment) were compared with the data of the corresponding panels during the installation of the building. This made it possible to obtain data on the increase in the width and length of cracks under the influence of force factors.

For the experimental determination of the critical stress intensity factor  $k_{lc}$ , two types of samples were used: notched beam samples and notched cubes in accordance with DSTU B V.2.7-227:2009. The concrete compositions

corresponded to the prefabricated compositions for wall panels with an aggregate-structural factor  $r = 0.3 - 0.5$ .

The destruction of all samples took place along the crack formed from the notch. The nature of the destruction was the same as for ordinary heavy concrete - the destruction surface passed both through the solution and through the aggregate grains, i.e. failure occurred when the crack cuts through the matrix and filler. The destruction of the sample - the cube was the same as for the beam sample.

Analysis of the results also shows that there is a close correlation between the tensile strength  $f_{ctd}$  and the critical stress intensity factor  $k_{IC}$ .

Surveys of wall panels were carried out on the three groups panels:

- wall panels just made;
- wall panels after storage for two months at the warehouse site;
- panels in an already assembled building.

A comparative analysis of the nature of cracking in the wall panels of all three groups showed the following.

Cracks are almost identical in all wall panels, regardless of where these panels were and how long it took after they were made.

[1] FAO Rice Market Monitor – November 2013.

[2] K. Karimi, G. Emitiazi, J. Mohammad, J. Taherzadeh, "Production of ethanol and mycelial biomass from rice straw hemicellulose hydrolyzate by *Mucorindicus* Process", *Biochem.*, 41, 653-658, 2006.

[3] M. M. Elwan, M. S. Attriss, A. A. Mahmoud, A. S. Salem, "Characterization of rice straw/ash and using in clay bricks", *Proc. 1st Sci. Environmental Conf.* 2006

[4] G. Chen, J. Andries, H. Spliethoff, D. Y. C. Leung, "Experimental Investigation of Biomass Waste (Rice Straw, Cotton Stalk, and Pine Sawdust) Pyrolysis Characteristics", *Energy Sources* 25, 331-337, 2003.

## **ВЛИЯНИЕ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ НА РАБОТУ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ**

*В научной публикации приводятся основные результаты теоретических и практических исследований влияния трещинообразования на формирование и процесс эксплуатации конструкций. Проведены исследования трещинообразования образцов и элементов из легкого бетона с позиции механики разрушения. На основании проведенных исследований получены значения коэффициента интенсивности напряжений для исследуемого легкого бетона. Проведены комплексные исследования стеновых панелей, включающие в себя натурные обследования, экспериментальные исследования по определению напряженно-деформированного состояния, а также моделирование напряженно-деформативного состояния с учетом температурных воздействий, возникающих в процессе тепловлажностной обработки панелей, а также эксплуатации здания. С позиции механики разрушения предлагается улучшенный вариант армирования для снижения трещинообразования в стеновых панелях.*

## ПРО ВІЛЬНІ КОЛИВАННЯ ПЛИТИ, ЩО ЛЕЖИТЬ НА ЗМІННІЙ ПРУЖНІЙ ОСНОВІ

**Крутій Ю.С., Сур'янінов М.Г., Мурашко О.В., Арсірій А.М.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Однією з безлічі задач, що виникають при проектуванні конструкцій зі змінними геометричними або механічними параметрами є задача про згинальні коливання пластин на змінній пружній основі. Така пластина є поширеною розрахунковою моделлю конструктивних елементів об'єктів будівництва, машинобудування, суднобудування тощо.

У розрахунках таких механічних систем доводиться зустрічатися з диференціальними рівняннями та системами диференціальних рівнянь із змінними коефіцієнтами. На сьогоднішній день відомі лише деякі випадки побудови точних аналітичних рішень для таких завдань. А в основному для вирішення диференціальних рівнянь із змінними коефіцієнтами використовуються наближені та чисельні методи. Звичайно, отримати результат можна практично з будь-якою заданою точністю. Однак це лише кількісний результат, який потребує верифікації. Побудова аналітичних рішень, як і раніше, залишається актуальною.

Метою нашого дослідження є аналітичне рішення задачі про вільні коливання пластини, що лежить на змінній пружній основі, реакція якого враховується моделлю з одним коефіцієнтом ліжка.

Розв'язок завдання зводиться до розв'язку диференціального рівняння в частинних похідних

$$D\Delta\Delta w + \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + k_0 A(x)w = 0, \quad (1)$$

де  $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ ,  $E$  – модуль пружності матеріалу,  $h$  – товщина пластини,

$\mu$  – коефіцієнт Пуассона;  $\Delta$  – оператор Лапласа;  $w = w(x, y, t)$  – динамічний прогин;  $\rho h$  – маса одиниці площі пластини.

Розв'язок (1) шукаємо у вигляді

$$w = W(x, y)T(t), \quad (2)$$

де  $W(x, y)$  – невідома амплітудна функція прогинів, яка залежить лише від координат  $x$  і  $y$  (головна форма коливань), а  $T(t)$  – функція часу, яка має вигляд



$$T(t) = T(0) \cos \omega t + \frac{\dot{T}(0)}{\omega} \sin \omega t.$$

Тут  $\omega$  – невідома частота вільних коливань пластини.

Годі для головної форми коливань одержимо

$$\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} + \frac{1}{D} (k_0 A(x) - \rho h \omega^2) W = 0. \quad (3)$$

За умовою, на краях  $y = 0$  і  $y = b$  повинні рівнятися нулю прогин  $w$  і згинальний момент  $M_y$ :

$$w = 0, M_y = -D \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0.$$

З метою задалегідь задовольнити даним граничним умовам, розв'язок (3) шукаємо у вигляді

$$W(x, y) = X(x) \sin \frac{m\pi y}{b}. \quad (4)$$

Завдання зводиться до знаходження функції  $X(x)$  зі звичайного диференціального рівняння

$$X''''(x) - 2 \left( \frac{m\pi}{b} \right)^2 X''(x) + \left( \frac{k_0}{D} A(x) - \left( \frac{m\pi}{b} \right)^4 \lambda \right) X(x) = 0, \quad (5)$$

де  $\lambda$  – невідомий безрозмірний параметр,

$$\lambda = \left( \frac{b}{m\pi} \right)^4 \frac{\rho h \omega^2}{D} - 1. \quad (6)$$

Крім прогину  $w$ , стан пластини характеризується також динамічними параметрами – кутами повороту  $\varphi_x, \varphi_y$ , згинальними і крутним моментами  $M_x, M_y, M_{xy}$ , а також поперечними силами  $V_x, V_y$ .

$$w = X(x) \sin \frac{m\pi y}{b} T(t) \quad (7)$$

Формули для інших параметрів стану, виражені через  $X(x)$ , добре відомі.

Отримано аналітичне рішення задачі про вільні коливання прямокутної пластини з граничними умовами Леві, що лежить на безперервній змінній пружній основі, що описується моделлю Вінклера. Знайдено точне рішення диференціального рівняння вільних коливань пластин, коли коефіцієнт ліжка є довільною безперервною функцією однієї змінної. Виведено квадратури для чисельної реалізації знайдених рішень. Отримано формули для динамічних параметрів стану, які дозволяють досліджувати вільні коливання пластин за будь-яких граничних умов на двох протилежних краях. В аналітичному

вигляді встановлено залежність частоти вільних коливань аналізованої системи з інших її параметрів. Отримано розрахункові формули для визначення спектру частот вільних коливань пластин. Встановлено загальний вигляд частотного рівняння, частотні рівняння та формули для основних форм коливань, що відповідають трьом випадкам граничних умов. Визначено спектри частот вільних коливань шарнірно опертої за контуром пластини, що лежать на змінній пружній основі, для чотирьох різних законів зміни коефіцієнта ліжка. Показано, що у разі постійного коефіцієнта ліжка обчислені авторським методом частоти коливань практично збігаються з частотами, обчисленими за відомою формулою.

[1] Василенко М. В. Теорія коливань і стійкості руху / М. В. Василенко, О. М. Алексейчук. – К. : Вища школа, 2004. – 525 с.

[2] Доронин А.М., Соболева В.А. Собственные колебания круглой пластинки, лежащей на переменном упругом основании типа Винклера // Вестник Нижегородского университета им. Лобачевского. – №4 (1), 2014. – с. 254-258.

[3] Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Гуда О.В., Коливання трансропної пластини на пружній основі під тиском рідини // Сучасні проблеми механіки і математики. В 3-х томах. Під заг. ред. Р.М. Кушніра, Б.Й. Пташника. – Львів: ІПММ ім. Я.С. Підстригача НАН України, 2013. – С. 182-184.

[4] Minh, P. P., Manh, D. T., & Duc, N. D. (2021). Free vibration of cracked FGM plates with variable thickness resting on elastic foundations. *Thin-Walled Structures*, 161, 107425. doi:10.1016/j.tws.2020.107425

## **ON FREE OSCILLATIONS OF A PLATE LYING ON A VARIABLE ELASTIC BASIS**

*An analytical solution of the problem of free oscillations of a rectangular plate with Levy boundary conditions lying on a continuous variable elastic basis described by the Winkler model is obtained. An exact solution of the differential equation of free oscillations of plates is found, when the bed coefficient is an arbitrary continuous function of one variable. Quadratures for numerical realization of the found solutions are derived. Formulas for dynamic state parameters are obtained, which allow to study free oscillations of plates under any boundary conditions at two opposite edges. The dependence of the frequency of free oscillations of the analyzed system on its other parameters is established in analytical form. Calculation formulas for determining the spectrum of frequencies of free oscillations of the plates are obtained. The general form of the frequency equation, frequency equations and formulas for the main forms of oscillations corresponding to the three cases of boundary conditions are established. The spectra of frequencies of free oscillations of a hinged plate contoured on a variable elastic base are determined for four different laws of change of the bed coefficient.*

## ГЕНЕТИЧНИЙ АЛГОРИТМ ПРОЕКТУВАННЯ БАЛКИ ЗА УМОВ ОБМЕЖЕНЬ НА ПЕРЕМІЩЕННЯ

**Куреннов С.С., д.т.н., доц., Барахов К.П., к.т.н.  
Поляков О.Г.**

Національний аерокосмічний університет ім. М.Є. Жуковського  
«Харківський авіаційний інститут», [kurennov.ss@gmail.com](mailto:kurennov.ss@gmail.com)

Сучасні адитивні технології виробництва дозволяють створювати конструктивні елементи будь-якої складної форми. Це ставить перед конструкторами нові задачі топологічної оптимізації, а саме задачі зі знаходження оптимального розподілу матеріалу в конструкції, тобто пошук такої форми конструкції, яка б забезпечувала її мінімальну вагу та задовольняла б умови жорсткості, міцності, заданий ресурс тощо. У деяких випадках необхідно враховувати обмеження на максимально припустимі переміщення конструкції. Часто задача проектування ускладнюється тим, що точка, переміщення якої будуть максимальними, заздалегідь невідома, а її положення залежить не тільки від навантаження, але і від шуканого розподілу матеріалу вздовж конструкції. Навіть задача оптимального проектування такого класичного конструктивного елемента як балка, на переміщення якої накладено обмеження, має суттєві складнощі [1].

Якщо покласти, що форма та пропорції поперечного перерізу балки не змінюються за довжиною балки, а змінюються лише геометричні розміри, то задача зводиться до пошуку висоти балки у системі вузлових точок. При цьому на переміщення балки у кожній вузловій точці можемо накласти обмеження. У такій постановці задача для статично визначеної балки може бути зведена до задачі нелінійного програмування [2]. Але подальший розвиток задачі, наприклад перехід до статично-невизначеної балки, додаткове врахування обмежень на міцність конструкції, розгляд декількох розрахункових випадків унеможливує застосування класичних методів оптимізації. Тому для розв'язання задачі застосовано більш універсальний метод генетичної оптимізації. Розглянемо запропонований підхід на прикладі статично визначеної двохопорної балки довжиною  $L$ , яка має шарнірне закріплення на обох кінцях. Рівняння пружної лінії має вигляд

$$EI(x) \frac{d^2 w}{dx^2} = M(x), \quad (1)$$

де  $EI(x)$  - жорсткість балки на згин;  $w(x)$  - поперечні переміщення;

$M(x)$  - згинальний момент.

Крайові умови

$$w(0) = w(L) = 0. \quad (2)$$

Якщо поперечний переріз балки зберігає свої пропорції, то жорсткість балки на згин є функцією четвертого ступеню будь якого лінійного розміру перерізу, наприклад, його висоти  $h(x)$ :

$$EI(x) = EK_I \cdot h^4(x),$$

де  $K_I$  - коефіцієнт, який залежить від форми поперечного перерізу балки.

Площа поперечного перерізу є функцією другого ступеню висоти балки

$$S(x) = K_S \cdot h^2(x),$$

де  $K_S$  - коефіцієнт, який дорівнює відношенню площі поперечного перерізу балки до площі квадрата зі стороною  $h(x)$ .

Вага балки пропорційна її об'єму  $V$

$$V = \int_0^L S(x) dx = K_S \int_0^L h^2(x) dx, \quad (3)$$

На поперечні переміщення (прогини) балки накладено обмеження

$$|w(x)| \leq d_0, \quad x \in (0; L). \quad (4)$$

Таким чином, необхідно знайти таку залежність  $h(x)$ , за якої виконуються обмеження (4), та яка забезпечує мінімум цільової функції (3).

Побудовано алгоритм, який ґрунтується на сумісному застосуванні методу скінчених різниць і генетичному алгоритмі оптимізації. Розіб'ємо балку на систему точок із нумерацією від 0 до  $N$ . Шаг розбиття  $\delta = LN^{-1}$ . Рівняння (1) у різницькій формі набуває вигляду

$$w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1} = \delta^2 M_i \left( K_I h_i^4 \right)^{-1}, \quad (5)$$

де  $M_i$  і  $h_i$  відповідно згинальний момент та висота балки у точці з номером  $i$ . Система рівнянь (5) доповнюється крайовими умовами

$$w_0 = w_N = 0.$$

Обмеження (4) можна записати для кожної внутрішньої точки

$$|w_i| \leq d_0, \quad i = 1, 2, \dots, N - 1. \quad (6)$$

Застосування генетичного алгоритму потребує введення фітнес-функції, яка характеризує певний набір  $h_i$  за якістю. Застосувавши до (3) формулу трапеції і додавши штрафи за порушення обмежень (6), маємо:

$$\Phi(\vec{h}) = h_1^2 + h_2^2 + \dots + h_{N-1}^2 + \begin{cases} 0, & w_{\max} \leq d_0 \\ Z \cdot (w_{\max} / d_0 - 1)^2, & w_{\max} > d_0 \end{cases} \quad (7)$$

Тут  $w_{\max} = \max_{i=1..N-1} \{ |w_i| \}$  - максимальне за абсолютним значенням переміщення (прогин);  $Z$  - велике число.

Для розв'язання задачі оптимізації запропоновано наступний алгоритм:

1) Створюємо початкову популяцію наборів  $\vec{h}^{(j)}$ , де  $j = 1, \dots, n$  ( $n$  - кількість особин у популяції). Кожна «особина» (вектор) є набором значень висоти балки у вузлових точках  $h_i$ .

2) За даними наборами висот  $\vec{h}^{(j)}$  обчислюємо прогини (5) і розраховуємо відповідні значення фітнес-функції  $\Phi_j = \Phi(\vec{h}^{(j)})$  (7).

3) Селекція. Ранжуємо особини за зростанням значень фітнес-функції і обираємо з популяції  $2k$  кращих особин ( $2k < n$ ), значення фітнес-функції яких найменші. Даний вибір кращих особин може бути реалізований за різними стратегіями, які передбачають випадковість вибору.

4) Розбиваємо обрані  $2k$  особин на пари і обираємо висоти балки у вузлових точках випадковим чином з відповідних значень від кожного з «батьків». В результаті отримуємо  $k$  «потомків».

5) Мутації. Деяку невелику частку елементів наборів значень висоти  $\vec{h}$  «потомків» змінюємо на випадкову величину з нульовим математичним сподіванням. Після цього, повертаємо «потомків» до основної популяції.

6) Вимирання особин може бути реалізовано кількома методами та їх комбінацією – вимирання за віком та вимирання внаслідок великих значень фітнес-функції (тобто малої пристосованості). Вимирання має бути реалізовано так, щоб популяція не мала необмеженого зростання при великій кількості циклів розмноження.

7) Перевірка критерію зупинки. Якщо критерій не досягнуто то повертаємось у п. 3. Якщо критерій досягнуто – перехід до п. 9.

8) Кращу особину з популяції обираємо за заносимо у окрему популяцію. Перевіримо наповнення популяції кращих особин. Якщо ця популяція досягла заданого обсягу – перехід до наступного пункту. У протилежному випадку – перехід до п. 1.

9) Осереднення значень висоти у кожній точці за значеннями кінцевої популяції кращих особин.

Мета останнього пункту – згладжування впливу випадкових мутацій та випадкового схрещування, які неминучі при роботі еволюційного алгоритму.

**Висновки.** Генетичний алгоритм дозволяє узагальнити дану задачу та додати до умов задачі оптимізацію за умов декількох розрахункових випадків або доповнити задачу обмеженнями на міцність конструкції. Для цього треба лише додати відповідні доданки у фітнес-функцію (7). Запропонований підхід дозволяє контролювати переміщення кожної точки окремо та незалежно від інших. Крім того, змінивши рівняння (1) на рівняння статично-невизначеної балки четвертого порядку з відповідними крайовими умовами, що є відомою задачею та не складає труднощів, отримуємо можливість розв'язувати задачі оптимізації для статично-невизначених балок. Перспективним також вважається застосування запропонованого підходу до топологічної оптимізації тришарових конструкцій, напружений стан яких може бути розглянутий в одновимірній постановці [3].

[1]. Баничук Н.В. Введение в оптимизацию конструкций. М.: Наука, 1986. 304 с.

[2]. Kurennov S.S.: Optimum design of a statically definable beam with limitation on the maximum beam deflection // Aerospace technic and technology. - vol. 1, pp. 28-34 (2020). doi: 10.32620/akt.2020.1.05.

[3]. Barakhov K., Dvoretzka D., Poliakov O. One-Dimensional Axisymmetric Model of the Stress State of the Adhesive Joint // Lecture Notes in Networks and Systems. - vol. 188, pp. 310–319, 2021. doi: 10.1007/978-3-030-66717-7\_26.

## **GENETIC ALGORITHM OF OPTIMAL DESIGN OF BEAM AT RESTRICTED SAGGING**

*Genetic algorithm for solving problem of optimal beam material distribution along length at given restriction on maximum sagging value is suggested. Review of literature sources is conducted and it was shown existing solutions are cover partial cases only in which position of the point with maximum sagging was defined previously. In the paper presented I-section beam with constant proportions is considered, i.e. beam width, caps and web thickness are proportional to beam height in current cross-section. Statically determined beam is considered. Load applied to a beam can be arbitrary including cases of non-symmetrical load and differently oriented ones. Position of point(s) at which beam sagging is maximum are unknown at the beginning of optimization and are found in the process of solution. The problem is solved in linear definition. Beam mass is assumed to be optimization criterion. The method of finite differences is used for beam sagging finding, i.e. for the solution of differential equation of bending beam with variable cross-section. Discretization allows to transform the problem of design to the problem of beam height determination at system of reference points. At this stage found values of beam height have to satisfy restrictions on reference points displacements. Suggested technique allows to control beam displacements quite flexibly because restrictions on points displacement are considered separately and not depend on each other. Suggested objective function is the linear superposition of beam mass and possible penalty in case of beam maximum sagging overexceeding of predefined values. Application of genetic algorithm allows getting sets of beam thicknesses those, which guaranty reaching minimum of objective function. It is shown that suggested algorithm allows effectively solve problems of optimal design of beams with restrictions on maximum sagging value. Suggested approach can be developed on strength restrictions, statically undetermined structures etc.*

## **HYBRID ECO-FRIENDLY BIODEGRADABLE CONSTRUCTION COMPOSITES MODIFIED BY HUMIC SUBSTANCES**

**Lebedev V. V., PhD, Assoc. Prof., Miroshnichenko D. V., DSc, Prof.,  
Mysiak V.R., Bilets D. Yu., PhD, Tykhomyrova T. S., PhD, Assoc.  
Prof., Savchenko D. O.**

National Technical University «Kharkiv Polytechnic Institute», Kharkiv  
vladimirlebedev1980@ukr.net

One of the most popular construction materials today are plastic composites, which, with excellent and useful performance characteristics, unfortunately contribute to the accumulation of a significant amount of waste based on them. In this regard, a new approach to the development of these materials has been formed in scientific circles: obtaining polymer composites with high and stable performance during the time of their use and then capable of destruction under the influence of environmental factors. That is why the current trend is the use of such eco-friendly biodegradable polymeric materials, which implement the principle of «zero waste» throughout the life cycle – «production-use-disposal», so this class of polymers is widely used in the market today, and such materials are widely used.

A characteristic feature of the processes of obtaining construction composites based on eco-friendly polymeric materials is the task of optimizing their component composition and set of performance characteristics. In fact, almost always high quality and durability of polymer products and structures due to a set of correct choice of material and selection of the most effective method of processing.

The purpose of this work was to study hybrid eco-friendly biodegradable construction composites modified by humic substances.

Hybrid eco-friendly construction composites were obtained on the basis of bioplastic polylactides with the addition as a filler of coffee grounds, dried to 50 % humidity with a polyfractional composition within a particle size of 0.5 mm to 1 mm and a hybrid modifier - humic substances from brown coal. Hybrid eco-friendly construction composites were obtained by extrusion of pre-prepared raw materials in a single-screw laboratory extruder at a temperature of 170–200 °C and an auger rotation speed of 30–100 rpm.

Optimization studies have been carried out to determine the most effective composition of new eco-friendly construction composites based on bioplastics of polylactides, coffee grounds waste and humic substances of three different types. Table 1 shows the summary data on physico-mechanical and technological properties of the developed hybrid eco-friendly biodegradable construction

composites based on polylactide, coffee grounds waste and humic substances of three different types.

*Table 1. Summary properties on physico-mechanical and technological properties of the developed hybrid eco-friendly biodegradable construction composites based on polylactide, coffee grounds waste and humic substances \**

PLA content, % wt.	CG waste content, % wt.	Type of HS at their content of 0.5 % by mass.	Impact strength, MPa	Breaking stress during bending, MPa	MFI, g/10 min.	Melting temperature, °C
60	40	HS№1	33	330	3.9	178
50	50		36	470	3.7	180
40	60		20	350	3.6	184
60	40	HS№2	36	350	3.7	180
50	50		39	500	3.5	182
40	60		22	390	3.4	186
60	40	HS№3	42	420	3.3	182
50	50		45	530	3.1	186
40	60		27	480	3.0	190

\*PLA – polylactide, CG – coffee grounds, HS - humic substances

The data show an increase the impact strength and the breaking stress during bending a hybrid modification of eco-friendly biodegradable construction composites based on polylactide, coffee grounds waste and humic substances in 2.5 times, with optimal in terms of strength characteristics is the content of coffee grounds at 50 % wt. and 0.5 % by mass humic substances №3. For such hybrid eco-friendly biodegradable filled composites based on polylactide, coffee grounds waste and humic substances, the MFI is characterized by 3.1 g/10 min. and the processing temperature range is 182–188 °C.

### **ГІБРИДНІ ЕКОЛОГІЧНО ЧИСТІ БІОДЕГРАДАБЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЙНІ КОМПОЗИТИ МОДИФІКОВАНІ ГУМІНОВИМИ РЕЧОВИНАМИ**

*В роботі було досліджено гібридні екологічно чисті біодеградабельні конструкційні композити модифіковані гуміновими речовинами. В результаті проведених досліджень встановлено, що відбувається зростання ударної в'язкості та руйнівної напруги при вигині при гібридній модифікації екологічно чистих біодеградабельних конструкційних композитів на основі полілактиду, відходів кавової гуцці та гумінових речовин у 2, 5 рази, при цьому оптимальним з погляду міцностних характеристик є вміст кавової гуцці на рівні 50 % мас. та 0,5 % мас. гумінових речовин.*



## **ТВЕРДА СКЛАДОВА ТА ЇЇ ВПЛИВ НА ВЛАСТИВОСТІ НІЗДРЮВАТИХ БЕТОНІВ**

**Мартинів В.І., д.т.н, доц., Макарова С.С., к.т.н, доц.,  
Казмірчук Н.В., к.т.н. ст. викл.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, bti.vbk@ukr.net

Традиційно фахівці і дослідники ніздрюватих бетонів асоціюють їхні властивості з пористістю й характеристиками пористості [1]. В [2] виказана гіпотеза, яка полягає в тому, що властивості ніздрюватих бетонів визначаються характером розподілів твердої складової. Новизна й відмінність висловленого припущення полягає в тому, що загальна пористість прямо пов'язана з насиченням об'єму матеріалу твердою фазою, яка є несучим каркасом у ніздрюватих бетонах. Отже, чим більше насичення твердою речовиною, тим більшу несучу здатність буде мати матеріал. Тому в ланцюжку причинно-наслідкових зв'язків характер пористості матеріалу не є першопрчиною його властивостей. Сумнівно також, що пора, яка, по суті, є порожнечою, заповненою повітрям, яось може впливати на міцність або на інші властивості матеріалу, наприклад, теплопровідність. Адже швидкість поширення теплового потоку на порядок вище у твердому середовищі, ніж у повітрі. Таким чином, логічне пов'язувати властивості матеріалів високопористої будови з характером їх твердої фази.

Для підтвердження висловленої гіпотези ніздрюватий бетон на всіх стадіях організації його структури представлено у вигляді відкритої, динамічної, самоорганізуючої системи. Відкритість системи забезпечується її можливістю обмінюватися енергією, речовиною й інформацією з навколишніми системами. Основними умовами самоорганізації є наявність в системі утворюючого та розсіяваного початку. В ніздрюватих бетонах роль утворюючого початку виконує твердіюче мінеральне в'язуче. Розсіяваний початок забезпечується відкритістю системи. Крім того, підтвердженням, що пінобетон можна віднести до самоорганізуючих систем, є наявність автоколивань, які виникають у дисипативних структурах.

У зв'язку з цим запропоновано звести тверду складову ніздрюватого бетону (міжпорові перегородки) до двох структуроутворюючих елементів – часткам (блокам, кластерам, елементам) твердої фази та внутрішнім поверхням розділу (ВПП). Показане, що утворення внутрішніх поверхонь розділу в цементному камені пов'язане з об'єктивними процесами контракції, викликаною гідратацією цементного каменю. Елементи твердої фази та ВПП у структурі матеріалу являють собою діалектичну взаємозалежну пару протилежностей. Їхній взаємозв'язок і нерозривність забезпечують цілісність об'єкту. У такому виді «цементний камінь» і «ніздрюватий бетон» відповідають усім критеріям систем, що дозволяє розглядати їх у вигляді

об'єкта-системи, а властивості матеріалу звести до кількісних і якісних характеристик зв'язків системи в ролі, яких виступають внутрішні поверхні розділу фаз.

У пінобетоні система починає зароджуватися після введення піни в розчинову суміш. З цього моменту пухирець піни починає виконувати активну функцію у формуванні майбутньої конфігурації міжпорової перегородки. Геометрія міжпорових перегородок, у свою чергу, залежить від форми повітряних включень. У природніх умовах пінний пухирець прагне до сферичної форми, що має мінімальну поверхню. Потрапляючи в розчинову суміш, яка є «не комфортною» для нього через різницю в густині, він змушений змінювати свою форму. У цей період, період самоорганізації системи, відбуваються інтенсивні процеси зміни форми повітряних включень із динамічною зміною характеру пористості системи. Процес уповільнюється в міру гідратації в'язучого та наростання в'язкості розчинової суміші. Тривалість періоду залежить від стійкості піни та терміну наростання пластичної міцності розчинової суміші. При досягненні розчиновою сумішшю стану, коли повітряні включення не в змозі змінювати свою форму, закінчується цей період створення, так званої, первинної структури пінобетону. На цьому структуроутворююча роль повітряних включень закінчується. Ця роль зводиться до формування геометрії міжпорової перегородки. Наступний етап структуроутворення пінобетону відбувається в період інтенсивної гідратації в'язучого та зростання міцності структуроутворюючого каркасу. Цей процес відбувається безпосередньо в міжпорових перегородках. У цей період в міжпорових перегородках починають з'являтися перші тріщини, які, розвиваючись, замикаються одна на одну, утворюють внутрішні поверхні розділу. Місця появи перших тріщин визначаються конфігурацією міжпорової перегородки. Мережа ВПР, що утворилася всередині міжпорової перегородки, розглядається за назвою «характер розподілів твердої фази», що відображено у формулюванні основної гіпотези.

[1] Properties and applications of foamed concrete; a review/Y.H. Mugahed Amran, Nima Farzadnia, A.A. Abang Ali//Construction and Building Materials. -Volume 101, Part 1, 30 December 2015, Pages 990-1005.

[2] Мартынов В., Вировой В. Анализ структурообразования, структуры и свойств пористых строительных композитов // Будівельні матеріали, виробу та санітарна техніка. Київ, 2009. №32. С.82–88.

## **SOLID COMPONENT AND ITS EFFECT ON THE PROPERTIES OF AERATED CONCRETE**

*The analysis of the structure formation of cellular concrete (foam concrete) from the standpoint of a systematic approach. A new hypothesis is presented that the properties of aerated concrete depend on the characteristics of the solid component.*

## «ПОИСК РЕШЕНИЙ» В ЗАДАЧАХ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**Медведь И.И., к.т.н., доцент**

Восточноукраинский национальный университет им. Владимира Даля  
[iw.medwed@yandex.ua](mailto:iw.medwed@yandex.ua)

**Отрош Ю.А., д.т.н., проф., Майборода Р.И., Щолоков Э.Э.**

Национальный университет гражданской защиты Украины

"Поиск решения" — это надстройка для Microsoft Excel, которую можно использовать в задачах расчета строительных конструкций. С ее помощью можно найти оптимальное значение (максимум или минимум) формулы, содержащейся в одной ячейке, называемой целевой, с учетом ограничений на переменные значения в других ячейках.

Чаще всего надстройка "Поиск решения" используется при решении оптимизационных задач экономики (симплексный метод, транспортная задача и т.п. [1, 2, 3]. Практически отсутствуют результаты использования такого подхода при расчетах строительных конструкций. [4, 5].

**Цель работы** В настоящей статье делается попытка показать целесообразность использования «Поиска решений» на этапе выбора оптимальных параметров расчетной схемы конструкции.

**Основные результаты исследований.** Рассмотрим простейшую строительную конструкцию.

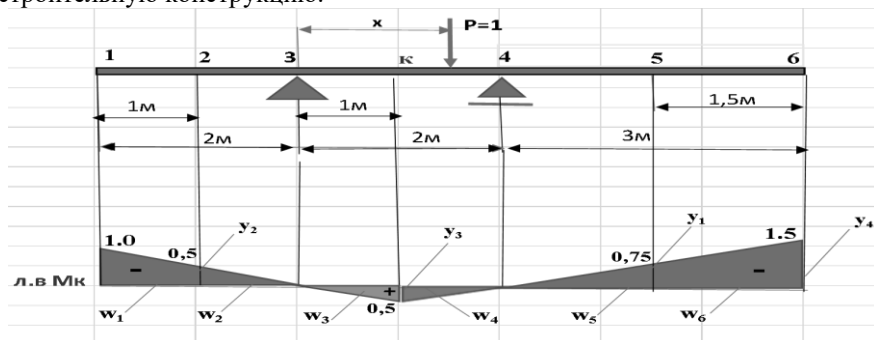


Рис.1. Расчетная схема и линия влияния изгибающего момента

Для иллюстрации идеи предлагаемого подхода умышленно выбрана простая статически определимая балка (рис.1). Это сделано для того, чтобы из-за сложности и громоздкости расчетов не потерялась идея предлагаемого подхода.

Пусть нас интересует сечение «к» рассматриваемой конструкции. Традиционными методами строительной механики построена линия влияния изгибающего момента в этом сечении (рис.1).

Возможные варианты нагружения конструкции представлены на рис.2 (выбраны произвольно).

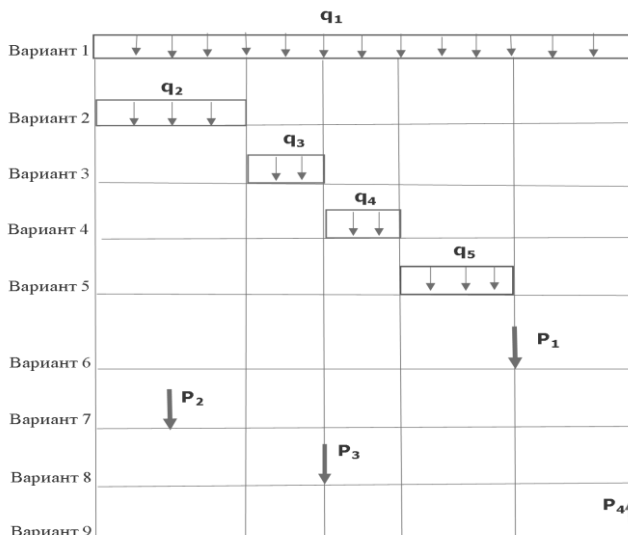


Рис. 2. Варианты нагружения конструкции

Условно будем считать  $q_1$  и  $P_3$  постоянной нагрузкой, а остальную нагрузку временной. Тогда целевая функция будет иметь вид;

$$M_k = -2.75q_1 - q_2 + 0.25q_3 + 0.25q_4 - 0.5625q_5 - 0.75P_1 - 0.5P_2 + 0.5P_3 + 1.5P_4$$

Результаты расчета представлены на рис. 3.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
70											
71											
72											
73											
74		q1	q2	q3	q4	q5	P1	P2	P3	P4	
75		30	0	40	40	0	0	0	150	80	
76		-2.75	-1	0.25	0.25	-0.5625	-0.75	-0.5	0.5	1.5	
77											
78						132.5	-целевая функция				

Рис. 3. Численные значения управляемых переменных и целевой функции

Если результаты расчета представить графически, то получим расчетную схему, приведенную на рис. 4.

Аналогичным образом определяется сочетание внешней нагрузки, при котором изгибающий момент в сечении «к» будет минимальным.

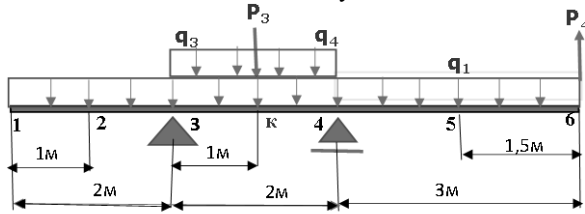


Рис. 4. Сочетания внешней нагрузки, соответствующие  $M_{k,max}$ .

**Выводы.** Таким образом, в этой работе показана возможность и целесообразность использования надстройки «Поиск решений» на этапе выбора оптимальных параметров расчетной схемы конструкции. После того как расчетная схема определена, для ее полного расчета могут быть привлечены более мощные общепринятые средства расчета строительных конструкций.

1. Кремер М.Ш. Исследование операций в экономике: Учеб.пос.- М.:Маркетинг,1999.- 270с .
2. Карманов В.Г. Математическое программирование. - М.: Наука, 1986.
3. Романюк Т.П., Терещенко Т.О., Присенко Г.В., Городкова І.М. Математичне програмування: Навч. посібник - К.: ІЗМН, 1996.
4. Медведь І.І. Оптимизация расчетных схем / І.І. Медведь // Збірник наукових праць «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини», випуск №25, 2021. — с.85-91. doi: 10.31650/2707-3068-2021-25-85-91
5. Optimization of the calculated scheme / І Medved, M Surianinov, Y Otrosh, O Pirohov // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 1164 (2021) 012051. doi:10.1088/1757-99X/1164/1/012051

## "SEARCH FOR SOLUTIONS" IN THE PROBLEMS OF CALCULATION OF BUILDING STRUCTURES

*Building structures are very diverse in their purpose and application. The reliability and safety of their work depends on many factors: geometric dimensions, materials used, acting external loads and their combinations, etc. All these parameters determine the internal forces, stresses and deformations arising in structures, which determine their strength, rigidity and stability. In order to ensure the strength, rigidity and stability of buildings and their structural elements, appropriate calculations are performed.*

*In the field of the theory of calculating building structures, there is a constant refinement of the actual operation of these structures, i.e. such design schemes are created that most closely correspond to real operating conditions. The more optimal the design scheme is, the less labor-intensive the stages of calculation and design of the corresponding structure will be. If the efficiency criterion is a linear function, and the variables in the constraint system are also linear, then such a problem is a linear programming problem. Of the listed methods of mathematical programming, the most common and developed is linear programming.*

*Solver is a Microsoft Excel add-in that can be used in structural analysis tasks. With its help, you can find the optimal value (maximum or minimum) of the formula contained in one cell, called the target, taking into account the restrictions on variable values in other cells. Simply put, with the help of the Search for a solution add-in, you can determine the maximum or minimum value of one cell by changing other cells.*

УДК 539.3

## **ДО ЧИСЕЛЬНОГО АНАЛІЗУ ВИМУШЕНИХ КОЛИВАНЬ П'ЯТИШАРОВИХ ДИСКРЕТНО ПІДКРІПЛЕНИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ ОБОЛОНОК**

**Мейш Ю.А., д.т.н., проф.**

Національний транспортний університет, м. Київ

e-mail: [juliameish@gmail.com](mailto:juliameish@gmail.com).

**Арнаута Н.В., к.ф.-м.н., доц.**

Національний університет біоресурсів і природокористування України, м. Київ

**Корнієнко В.Ф., к.т.н.**

Інститут механіки ім. С.П. Тимошенка НАН України, м. Київ

В даній роботі розглядається постановка та розв'язання динамічних задач п'ятишарових дискретно підкріплених циліндричних оболонок при дії нестационарного навантаження.

Досліджується неоднорідна пружна структура, яка являє собою дискретно підкріплену п'ятишарову оболонку. Припускаємо, що шари оболонки та дискретні підкріплюючі елементи жорстко з'єднані між собою. Покладаємо, що оболонка (обшивка) складається з п'яти ортотропних шарів

зі сталими товщинами  $h_m$   $\left( m = \overline{1,5}, h = \sum_{m=1}^5 h_m \right)$ . При побудові математичної

моделі деформування  $i$ -го підкріплюючого ребра, що напрямлене вздовж осі  $\alpha_1$  ( $j$ -те підкріплююче ребро напрямлене вздовж осі  $\alpha_2$ ) будемо виходити з гіпотези про те, що поперечний переріз підкріплюючого елемента в рамках теорії стержнів Тимошенка [1, 2] не деформується. Загальну систему координат неоднорідної по товщині структури віднесемо до серединної поверхні одного з шарів обшивки товщиною  $h_c$ , а координату  $z$  будемо відрховувати у бік зростання зовнішньої нормалі до вихідної поверхні.

Для виведення рівнянь руху п'ятишарової дискретно підкріпленої структури використовується варіаційний принцип Рейсснера для динамічних процесів [1].

У разі осесиметричних коливань багатошарових оболонкових структур з урахуванням дискретності розміщення підкріплюючих ребер параметри

напружено-деформованого стану структури залежать тільки від координати  $\alpha_1$ . Рівняння коливань неоднорідної шаруватої оболонкової структури [1, 2] доповнюються відповідними граничними та нульовими початковими умовами. Для розв'язання поставленої нестационарної задачі теорії неоднорідних шаруватих оболонок застосовується інтегро-інтерполяційний метод побудови скінченно-різницевих схем по просторовим координатам та явна скінченно-різницева схема типу "хрест" по часовій координаті [1, 2]. Чисельний розв'язок шукається в гладкій області пружної структури (для п'ятишарової оболонки між ребрами) та на лініях розташування відповідних ребер. Наявність розривних коефіцієнтів у рівняннях коливань при розв'язанні крайових задач теорії підкріплених оболонок з урахуванням дискретного розміщення ребер є особливістю таких задач, і ця особливість негативно впливає на збіжність чисельних результатів. Для побудови більш ефективних алгоритмів застосовується підхід, що ґрунтується на знаходженні наближених розв'язків по Річардсону [1], причому при фіксованому різницевому кроці по часовій координаті використовується послідовність наближених апроксимацій по просторовій координаті.

Як числовий приклад розглядалася задача про вимушені коливання п'ятишарової циліндричної оболонки при дії нестационарного навантаження. Проведено аналіз отриманих численних результатів, закономірностей та механічних ефектів, характерних для хвильових процесів в шаруватих оболонкових структурах в широкому діапазоні зміни геометричних та фізико-механічних параметрів.

1. Головка К.Г., Луговой П.З., Мейш В.Ф. Динамика неоднородных оболочек при нестационарных нагрузках / под ред. Акад. НАН Украины А.Н. Гузя. – К.: Полиграф. центр «Киевский ун-т», 2012. – 541 с.
2. Meish V.F., Meish Yu.A., Arnauta N.V. Numerical Analysis of Nonstationary Vibrations of Discretely Reinforced Multilayer Shells of Different Geometry // Int. Appl. Mech. – 2019. – 55, N 4. – P. 426.

## **TO THE NUMERICAL ANALYSIS OF FORCED OSCILLATIONS OF FIVE-LAYER DISCRETELY SUPPORTED CYLINDRICAL SHELLS**

*In this paper, equations are given for axisymmetric vibrations of discretely reinforced five-layer cylindrical ones. It is based on the theory of multilayer shells using hypotheses for the entire package of layers, refined model of Timoshenko-type bars is used. To derive the oscillation equations, the Reissner variational principle for dynamic processes is used. The numerical method for solving dynamic equations is based on the use of an integro-interpolation method for constructing finite-difference schemes for an equation with discontinuous coefficients. As numerical examples, the problems of dynamic deformation of discretely reinforced five-layer cylindrical shells under the action of a nonstationary load are considered.*

## **MECHANICAL DESIGN OF A COMPACT ACTIVE ELBOW ORTHOSIS**

**Lavrenko Y., PhD, docent, Okladnikov D., student**

NTUU «Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute», Kyiv

During post-operative or post-traumatic rehabilitation after a joint injury, which can take up to two years in the case of nerve damage, it is often necessary to relieve the injured joint. Devices called orthoses are used for this purpose. Their function is to fixate the joint in a given position. However, restricting movement in this manner is undesired from restoring motor function point of view and it significantly reduces the patients of the as well.

Therefore, the development of an "active" orthosis, that can substitute the arm in performing the motor function of, in this case, the elbow, is essential. The device has to be sufficiently compact and lightweight to be worn comfortably in the day-to-day use, and has to be rigidly attached to the arm.

Existing commercially available devices such as [1] and prototypes such as [2,3] are, in fact, bulky, difficult to use and only suitable for domestic rehabilitation, wherein the novelty and timeliness of this research lies.

An active orthosis can be notionally divided into three "subsystems": the electronic subsystem, which includes control system and the actuator; the mechanical subsystem, which transmits motion; and the housing in which all components are assembled and which is directly attached to the patient's arm. The most common actuator in the active elbow orthosis is stepper motor [4] and it is most commonly controlled by use of EMG sensors [4], that measure the activity of the signals generated by the muscles. An Arduino Uno microcontroller is used to process the signals. As a result, we are able to program the conditions and the motion law of the orthosis.

While designing the mechanical subsystem and sizing the motor, the following condition was used: the ability to perform a complete flexion, extension of the arm of an average adult male, 150°, in 1 s with an additional load of 1 kg.

In the proposed work a problem of finding the optimal motor - mechanical gear combination satisfying the above-stated conditions was set.

For stepper motor sizing mass-inertial characteristics of the arm were determined [5] and the trapezoidal motion profile, consisting of uniform acceleration section, constant angular speed section and uniform deceleration section was proposed. This made it possible to set up a system of equations for minimum motor power and specific trapezoid parameters: acceleration, acceleration time. Also a commercially available motor and necessary gear ratio of the gearbox were selected. Calculation of necessary parameters of planetary gearbox was carried out.



1. Myomo. URL: <https://myomo.com/what-is-a-myopro-orthosis/> (дата звернення: 29.04.2022).
2. Ripel Tomasa, Krejsa Jiri, Jan Hrbacek, Igor Cizmar. Active Elbow Orthosis. *International Journal of Advanced Robotic Systems*. 2014. Vol. 22, No 2. 143; DOI: 10.5772/58874
3. Anastasiia Kyrylova. Development of a Wearable Mechatronic Elbow Brace for Postoperative Motion Rehabilitation. *Electronic Thesis and Dissertation Repository*. 2015 URL: <https://ir.lib.uwo.ca/etd/3019> (дата звернення: 29.04.2022)
4. Gustaw Rzyman, Jacek Szkopek, Grzegorz Redlarski, Aleksander Pałkowski. Upper Limb Bionic Orthoses: General Overview and Forecasting Changes. *Applied Science*. 2020 Vol.10, No 15. 5323; DOI:10.3390/app10155323
5. Bertram Müller, Sebastian I. Wolf. Estimation of the Body Segment Inertial Parameters for the Rigid Body Biomechanical Models Used in Motion Analysis. *Handbook of Human Motion*. Cham, 2018. С. 47-78.

## **МЕХАНІЧНИЙ ДИЗАЙН КОМПАКТНОГО АКТИВНОГО ОРТЕЗУ ЛОКТЯ**

*Розглянуто підбір двигуна та проектування оптимального редуктора, що задовольняє умовам компактності та здатен виконувати заданий режим руху для активного ортеза, що заміщає моторну функцію ліктьового суглоба під час реабілітації.*

УДК 691.002

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВОВ АСЗС С УЧЕТОМ АНИЗОТРОПИИ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ СТЕНОВОЙ КОНСТРУКЦИИ И НАПРЯЖЕНИЙ ВЫЗВАННЫХ ЕЮ**

**Паруга В.А., Гнып О.П., Лавренюк Л.И., к.т.н., доценты**  
Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Недостатком адгезионно соединенных декоративно-защитных систем (АСЗС-декоративные штукатурки, штукатурки для выравнивания неровностей кладки, шпаклевки и защитные составы скрепленной теплоизоляции), является то, что в них образуются трещины, что приводит к разрушению их и стеновой конструкции.

Для решения проблемы необходимо изменить принципы проектирования составов АСЗС. Следует учитывать анизотропность свойств материалов стеновой конструкции и напряжения, предопределенные ними и другими факторами (температура, влажность, ветровые нагрузки и др.).

Таблица 1

## Физико-механические свойства материалов системы «кладка-АСЗС»

Свойство материала	Газобетонная кладка	Цементно-песчаный штукатурный раствор			
		M25	M 50	M75	M150
Прочность при сжатии, МПа	2,5-3,5	2,5	5,0	7,5	15
$K_{ан(Рсж)}$ системы		0,7...1	1,4...2	2,1...3	4,3...6
Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup>	400	1800			
	600	1800			
Коэфф. температурного расширения, $\alpha$	$0,8 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$			
Усадка, мм/м: -гидратационная -пластичная	0,3	0,3...0,8 2...5			
Модуль упругости, МПа	$0,76 \cdot 10^3$ $1,69 \cdot 10^3$	$4 \cdot 10^3$	$6 \cdot 10^3$	$9 \cdot 10^3$	$14 \cdot 10^3$
$K_{ан(Е)}$ системы		0,7...1	1,4...2	2,1...3	4,3...6

Показателем анизотропности является коэффициент анизотропности ( $K_{ан}$ ) – отношение физико-механических характеристик (прочности, модуля упругости, температурных и влажностных деформаций и др.) АСЗС ( $A_{п}$ ) к таким же физико-механическим характеристикам основания ( $A_{о}$ ), который рассчитывают по формуле

$$K_{ан} = A_{п} / A_{о},$$

где  $A_{п}$  - физико-механические характеристики АСЗС;  $A_{о}$  - физико-механические характеристики основания (кладки).

Как видно из таблицы 1, коэффициент анизотропности ( $K_{ан}$ ) увеличивается по мере увеличения прочности и модуля упругости АСЗС. Различие этих и других свойств материалов системы «кладка-покрытие» является причиной возникновения в ней напряжений.

Гидратационная усадка штукатурного покрытия составляет 0,3...0,8 мм/м, пластическая 2...5 мм/м, кладки из автоклавного газобетона 0,3 мм/м [1]. Максимальные усадочные деформации в штукатурном покрытии наблюдаются в течение 6-10 часов после затворения смеси водой, а автоклавного газобетона через 2-2,5 года [2].

Так как деформации усадки штукатурного покрытия и кладки различны, то в покрытии возникают напряжения растяжения ( $\sigma$ ) [3]:

$$\sigma = \Delta \epsilon \cdot E / 1 - \mu \quad \sigma_y = \Delta \epsilon \cdot \nu \cdot E / 1 - \mu$$

где:  $E$  и  $\mu$  - модуль упругости и коэффициент Пуассона штукатурного покрытия;  $\Delta \epsilon$  - разность деформаций штукатурки и кладки;  $\nu < 1$  - коэффициент упругопластических деформаций раствора при растяжении.

Для штукатурного покрытия М25 оно выше расчетного сопротивления на растяжение для расчета по образованию трещин равного 0,3 МПа и разрушающего напряжения равного 0,4 МПа.

$$\sigma = 80 \cdot 10^{-5} \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 10^3 / 1 - 0,3 = 2,28 \text{ МПа} > 0,3 \dots 0,4 \text{ МПа}$$

Для штукатурного покрытия М50, оно также выше расчетного сопротивления на растяжение для расчета по образованию трещин равного 0,35 МПа и разрушающего напряжения равного 0,5 МПа [4].

$$\sigma = \Delta \varepsilon \cdot \nu \cdot E / 1 - \mu = 80 \cdot 10^{-5} \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 10^3 / 1 - 0,3 = 3,42 \text{ МПа} > 0,35 \dots 0,5$$

Для штукатурного покрытия 75, оно также выше расчетного сопротивления на растяжение для расчета по образованию трещин равного 0,4 МПа и разрушающего напряжения равного 0,6 МПа [4].

$$\sigma = \Delta \varepsilon \cdot \nu \cdot E / 1 - \mu = 80 \cdot 10^{-5} \cdot 0,5 \cdot 9 \cdot 10^3 / 1 - 0,3 = 5,14 \text{ МПа} > 0,4 \dots 0,6$$

Как видим, величина напряжений в штукатурном покрытии из-за собственных усадочных деформаций, увеличивается по мере увеличения его коэффициента анизотропности, прочности и модуля упругости.

Так как эти напряжения превосходят прочность штукатурного раствора при растяжении, то это приводит к образованию трещин в нем и контактной зоне его с кладкой.

Значительное влияние на развитие трещин в штукатурном покрытии и разрушении его и стеновой конструкции оказывает температурный и влажностный режим ее эксплуатации. Полная деформация сжатия штукатурного покрытия, в зимних условиях, стеновой конструкции длиной 8 м, составит:

$$\Delta l = l_0 \cdot \alpha_r \cdot \Delta T = 8 \cdot 0,000104 \cdot 50 = 0,0044 \text{ м} = 4,4 \text{ мм}; \Delta T = t_2 - t_1; \Delta T = 50^\circ \text{C};$$

где:  $\Delta l$  - температурные деформации штукатурного покрытия, м;  $l_0$  - начальная длина стены, м;  $\alpha_r$  - коэффициент температурного расширения, м/м<sup>°C</sup> (1/°C);  $\Delta T$  - разность температур, °C;  $t_1$  - температура окружающей среды в момент нанесения штукатурного покрытия;  $t_2$  - его температура в летний и зимний периоды [5,6].

А в летний период, при нагреве штукатурного покрытия до 80°C, его деформация расширения составит:

$$\Delta l = l_0 \cdot \alpha_r \cdot \Delta T = 8 \cdot 0,000104 \cdot 50 = 0,0044 \text{ м} = 4,4 \text{ мм}; \Delta T = 50^\circ \text{C};$$

При этом в нем возникают напряжения, которые являются причиной появления новых трещин и развития ранее образовавшихся, величину которых определяют по формулам:

$$\Delta \sigma_r = (\alpha_1 - \alpha_2) \cdot \Delta T \cdot E / 1 - \mu$$

где:  $\alpha_1$  - коэффициент температурного расширения (КТР) покрытия, 1/град;  $\alpha_2$  - КТР кладки, 1/град;  $\Delta T$  - разность температур, °C;  $E$  - модуль упругости покрытия, МПа;  $\mu$  - коэффициент Пуассона.

Напряжения, вызванные температурными деформациями, составили 0,4...1,6 МПа. А так как предельное расчетное напряжение по образованию трещин для растворов составляет 0,5 МПа, а разрушающее напряжение 0,7 МПа [3], то они являются причиной образованию новых трещин и развития трещин образовавшихся на стадии твердения.

При температурно-влажностных воздействиях, стена деформируется как пластины, изгибаясь из плоскости, а так как штукатурное покрытие является составляющей стеновой конструкции, то в нем возникают напряжения из-за разности с деформацией кладки ( $\sigma$ ) и сдвиговые напряжения ( $\tau$ ), в контактной зоне между ним и кладкой.

$$\sigma = 2 \cdot (1 - \mu) \cdot h \cdot E \cdot \epsilon$$

где:  $\sigma$  - напряжения в штукатурном покрытии из-за деформаций кладки;  $\mu$  - коэффициент Пуассона штукатурного раствора;  $h$  - толщина слоя штукатурного раствора;  $E$  - модуль упругости штукатурного раствора;  $\epsilon$  - деформации газобетонной кладки.

$$\tau = [\Delta T_1 \alpha_1 - \Delta T_2 \alpha_2] / \left[ \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right]$$

где:  $\tau$  - напряжение сдвига от температурных деформаций, кгс/см<sup>2</sup>;  $\Delta T_1$ ,  $\Delta T_2$  - разность температуры в момент устройства и эксплуатации штукатурного покрытия и кладки, °C;  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  - коэффициент температурного расширения кладки и штукатурного покрытия;  $E_1$ ,  $E_2$  - модули упругости кладки и штукатурного покрытия, кгс/см<sup>2</sup>;

Предельные касательные напряжения, возникающие в контактной зоне можно представить уравнением Кулона

$$\tau = \tau_0 + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi,$$

где  $\operatorname{tg} \varphi$  - коэффициент внутреннего трения;  $\sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi$  - это сопротивление сил трения сдвигу, возникающим между элементами системы «кладка-покрытие»;  $\operatorname{tg} \varphi$  - коэффициент пропорциональности между приращениями нормальных и касательных напряжений при разрушении материала;  $\tau_0$  - величина адгезии АСЗС к кладке.

Различают два вида предельных состояний: 1. Непригодность стеновой конструкции к эксплуатации из-за обрушения АСЗС и 2. Непригодность ее к эксплуатации из-за ее увлажнения, увеличения тепловых потерь, ухудшения условий проживания при интенсивном трещинообразовании в АСЗС.

При проектировании состава АСЗС ее необходимо рассчитывать на величину напряжений, прочность при растяжении и изгибе, на отрыв от кладки и трещиностойкость. При этом необходимо учитывать усилия, возникающие от воздействия усадки АСЗС и кладки, ветрового воздействия, температурных и влажностных воздействий, собственного веса и др. В результате расчетов нужно дать ответ на вопрос, удовлетворяет или нет АСЗС требованиям которые к ней предъявляются.

Нужно обеспечить снижение коэффициента анизотропности ( $K_{ан}$ ), а, следовательно, снижения прочности, средней плотности и модуля упругости штукатурного АСЗС, ее усадочных, температурных и влажностных деформаций. С их снижением, напряжения в системе «кладка-покрытие» уменьшатся, что предотвратит появление и развитие трещин, разрушение АСЗС и стеновой конструкции.

1. Паплавскис Я., Форш А. Требования к штукатурным составам для наружной отделки стен из ячеистобетонных блоков. Ячеистые бетоны в современном строительстве: сб. научн. тр. СПб: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. С.19-24.
2. Komlos K. Uber das kapillarschwinden von zementleimen, morteln und betonen // TIZ-Fachber. №11 (1986) pp.750-755.
3. Халилов Р.К. Исследование совместной работы строительных материалов в составе современных многослойных теплоэффективных наружных стен зданий: дис...канд. техн. наук : 05.23.05 . Уфа, 2007. 221 с.
4. Чернышов Е.М. Руководство по технологии изготовления ячеистого бетона плотностью 250–300 кг/м<sup>3</sup>. М: Стройиздат, 1977. 24 с.
5. Галкин С.Л., Сажнев Н.П., Соколовский Л. Применение ячеистобетонных изделий. Теория и практика. Минск: НП ООО "Стринко", 2006. 448 с.
6. Справочник проектировщика. Строительная физика. М: Техносфера, 2005. 536 с.

## **DESIGN OF ASZS COMPOSITIONS TAKING INTO ACCOUNT ANISOTROPY OF THE PROPERTIES OF WALL STRUCTURE MATERIALS AND STRESSES CAUSED BY IT**

*The disadvantage of adhesively bonded decorative and protective systems (ASZS-decorative plasters, plasters for leveling masonry irregularities, putties and protective compounds of bonded thermal insulation) is that they are characterized by the formation of cracks, which leads to the destruction of them and the wall structure. To solve the problem, it is necessary to change the principles of designing ASZS compositions. When designing the ASZS composition, one should take into account the anisotropy of the properties of the wall structure materials and the stresses predetermined by them and other factors (temperature, humidity, wind loads, etc.). It is necessary to ensure a decrease in the anisotropy coefficient (Kan), with its decrease, the stress in the "laying-coating" system will decrease, which will prevent the appearance and development of cracks, the destruction of the ASZS and the wall structure.*

УДК 624.042.41

## **ВЕТРОВОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ЗЕРНОХРАНИЛИЩА**

**Петров В.Н., к.т.н., доц.**

Государственный университет интеллектуальных технологий и связи, г. Одесса

**Жданов А.А., к.т.н., доц.**

Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса

Цилиндрические вертикальные металлические зернохранилища (силоса) широко используются в народном хозяйстве, являются ответственными сооружениями с относительно небольшой высотой и диаметром от 3-х до 24-х метров с толщиной стенки в 3... 8 мм. В процессе эксплуатации силоса подвержены разнообразным климатическим воздействиям, в том числе и

ветровым, которое проявляется в избыточном наружном давлении и противодавлении (разрезающее действие ветра). Оценка прочности при ветровом давлении является обязательной при проектировании подобных сооружений [1, 2], однако методика расчета далека от совершенства. Это связано с недостаточной изученностью особенностей распределения давления ветра по стенке, крыше таких хранилищ зерна, которые располагаются как отдельно стоящими, так и сгруппированными (для оптимизации процессов загрузки и выгрузки зерна).

Результаты исследования воздействия ветра на отдельно стоящий гладкий вертикальный цилиндрический резервуар с детальным анализом и сравнением нормативных документов Украины, России, стран Евросоюза приведены в [3]. В методическом пособии по математическому моделированию ветровых нагрузок и воздействий [4] приведены формулы для задания распределения ветрового давления при оценке прочности проектируемых вертикальных цилиндрических сооружений как для одиночных, так и сгруппированных.

Настоящее исследование призвано раскрыть некоторые особенности ветрового воздействия на сгруппированные цилиндрические зернохранилища на примере изучения ветрового воздействия на металлические цилиндрические силоса Дрокиевского ХПП (Республика Молдова). Хранилище представляет собой группу из расположенных в ряд шести силосов с рабочей башней в середине. Диаметр каждого силоса 15,2 м, высота цилиндрической части 12 метров, кровля коническая со скатом в 30°. Силоса с гладкой цилиндрической стенкой возведенной методом рулонирования, с опиранием в нижней части на кольцевой железобетонный фундамент выступающий выше уровня земной поверхности на 800 мм. Над силосами расположена загрузочная транспортерная галерея. Минимальное расстояние между цилиндрическими стенками соседних силосов составляет 1 метр. Силосы расположены возле границы участка ХПП, ось группы силосов повернута на 30 градусов по часовой стрелке по отношению к ориентации запад-восток и на расстоянии до 200 метров с наветренной стороны отсутствуют постройки, высота редкой растительности не превышает 1,5...2,5 метра. С подветренной стороны расположены железнодорожные пути, устройство загрузки зерна в вагоны, склады напольного хранения зерна с высотой, не превышающей высоту металлических силосов. На рис. 1 приведен вид с восточной стороны на группу металлических цилиндрических силосов. Господствующие ветра в Дрокии зимой и весной дуют с севера, северо-востока, почти перпендикулярно к оси хранилища, достигая в марте среднечасовой скорости в 16,5 км/час с кратковременными максимальными значениями в 26 км/час.



Рис. 1. Вид на группу металлических силосов на Дрокиевском ХПП (Республика Молдова) с восточного направления

Задача настоящего исследования заключалась в оценке распределения ветрового давления по цилиндрической стенке и конической крыше сгруппированных цилиндрических зернохранилищ и сравнении с нормами расчета.

Из существующих методов расчетной оценки распределения ветрового давления на инженерные сооружения наиболее информативным и в последнее время чаще используемым является метод вычислительной гидроаэродинамики на основе программного комплекса ANSYS CFX 15, в котором используется метод конечных объемов [5,6], аналог метода конечных элементов.

Расчетный объем (рис.2) с учетом формы хранилища выбран в виде параллелепипеда со следующими размерами сторон, принятыми с учетом рекомендаций [5]: - наветренная и подветренные грани шириной 300 м при высоте 120 м; - боковые грани длиной 420 м и высотой 120 м; длина наветренной зоны равна 100 м, а подветренной зоны 300 м. Размеры расчетного объема несколько меньше рекомендаций российских норм [4].

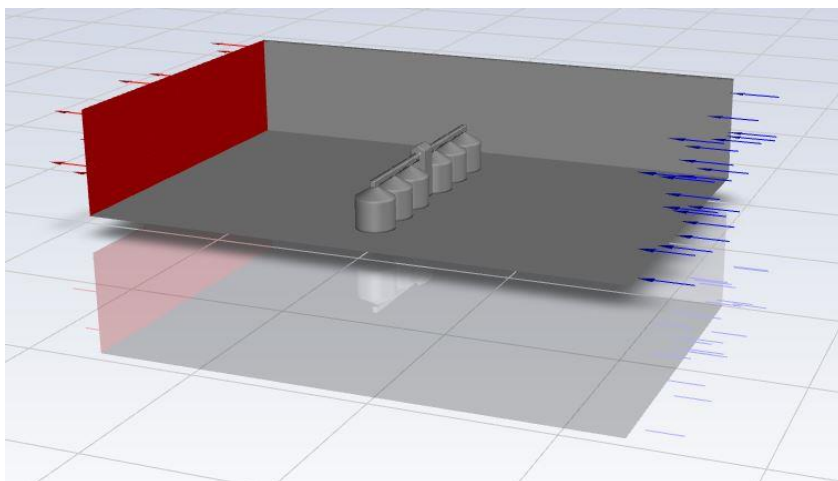


Рис. 2. Расчетный объем, принятый в соответствии с рекомендациями [6].

Граничные условия приняты следующими: по подстилающему слою, боковым и верхней грани расчетного объема трение отсутствует. По наветренной грани скорость входящего воздушного потока распределена равномерно с вектором скорости параллельным продольной оси расчетного объема. Скорость входящего потока воздуха принята равной 20 м/с.

Размеры расчетных объемов в ПК назначаются автоматически, при этом с уменьшением размеров конечных объемов вблизи зон контакта воздушного потока с конструкциями и зон увеличения скорости потока воздуха.

Ветровое воздействие на поверхности сооружений в зависимости от их ориентации относительно набегающего потока проявляется в избыточном давлении или противодавлении (подсасывающее действие ветра). При расчетах ветровых нагрузок выделяют средние, пульсационные и пиковые составляющие ветрового давления [3, 6]. На первом этапе в работе учтено равномерное ламинарное течение входящего воздушного потока. Результаты расчетов представлены графически на рис. 3 – 5. На рисунках 3, 4 представлены фрагменты анимации поперечного перемещения секущей плоскости с фиксацией на ней изобар и линий тока воздуха для положения этой плоскости на оси симметрии расчетного объема (рис.3) и на продольной грани (рис.4)



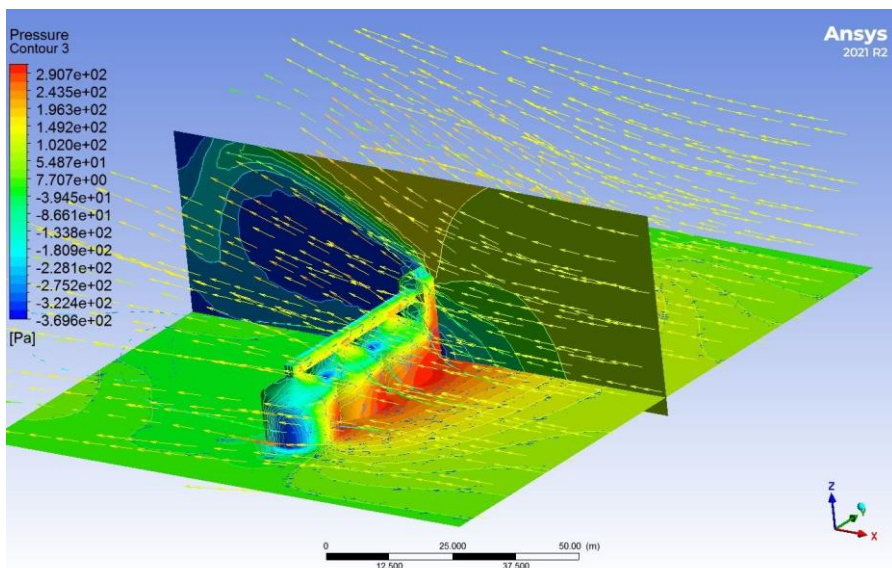


Рис. 3. Изобары и векторы скорости воздушных струй во фрагменте расчетного объема и на поверхностях силосов (вид с наветренной стороны)

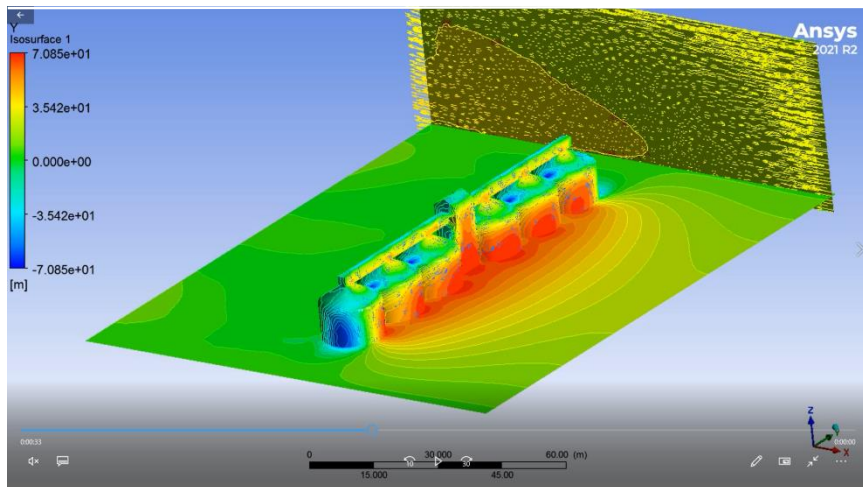


Рис. 4. Изолинии давления воздуха в расчетном объеме, по поверхности силосов и векторы скорости воздуха по продольной грани расчетного объема (вид с наветренной стороны)

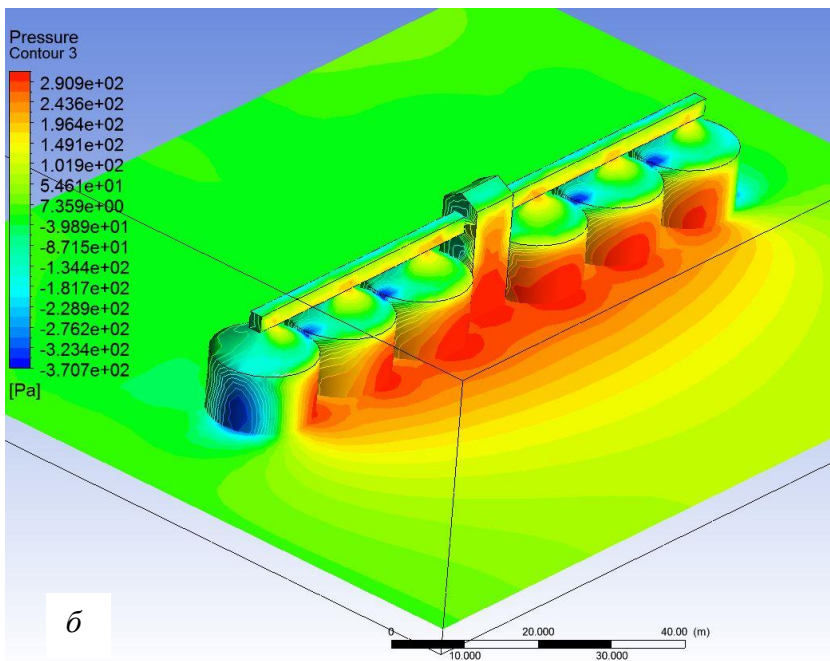
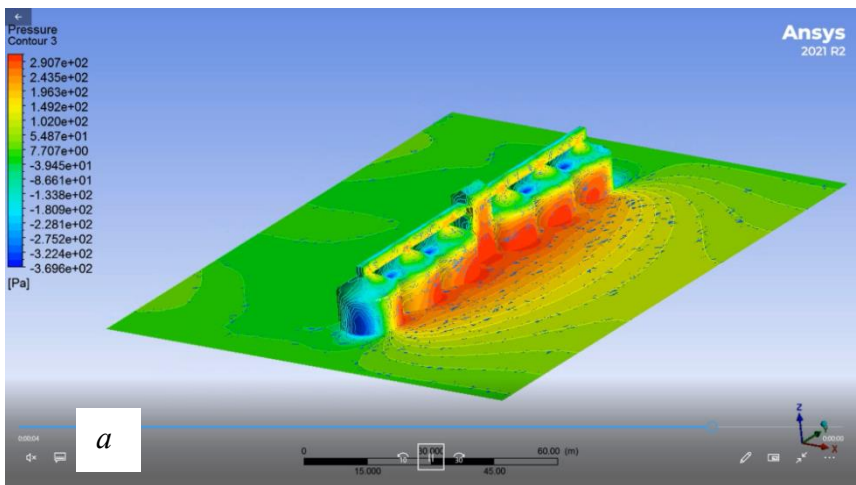


Рис. 5. Изобары давления воздуха на стенки, крыши силосов и в расчетном объёме: *a* – на 1метр выше поверхности земли, *б* – на уровне земли (вид с наветренной стороны)

На рис. 5 представлены изобары давления воздуха на силоса (оттенки красного – внешнее давление и синего – разрежение) и изобары давления воздуха в расчетном объеме для текущего положения горизонтальной секущей плоскости, которая в режиме анимации перемещается вертикально возвратно-поступательно с фиксацией на ней текущего изображения изобар.

### **Выводы.**

1. Качественная картина распределения нормального давления воздуха на цилиндрическую стенку наружных зон крайних в ряду силосов соответствует распределению аэродинамического коэффициента, приведенному в [3].

2. Распределение давления воздуха в других зонах отличается и нуждается в уточнении. Характерно наличие зон разрежения с подветренной стороны силосов и по конической кровле силосов.

3. Данные по числовому соответствию результатов расчетов нормативным документам нуждаются в дополнительных исследованиях.

- [1] ДБН В.2.2-8-98. ПІДПРИЄМСТВА, БУДІВЛІ І СПОРУДИ ПО ЗБЕРІГАННЮ Т ПЕРЕРОБЦІ ЗЕРНА (29615)
- [2] ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – Взамен СНиП 2.01.07-85, кроме раздела 10. – Київ: Изд. Минстрой Украины, 2006.–78 с.
- [3] Степанов Р. Н. Ветровая нагрузка на вертикальный цилиндрический резервуар / Р. Н. Степанов, Д. И. Роменский, В. Ф. Мушанов, А. В. Зубенко, М. Н. Цепляев // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 9, №6 (2017) <https://naukovedenie.ru/PDF/99TVN617.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.
- [4] Математическое (численное) моделирование ветровых нагрузок и воздействий : методическое пособие / А.М. Белостоцкий, П.А. Акимов, И.Н. Афанасьева, О.С. Горячевский, и др.). – М.: ФАУ «ФЦНСТОСвС», 2020. – 61с.
- [5] ANSYS Fluent User's Guide: ANSYS, Inc. Southpointe 275 Technology Drive Release 15.0 November 2013 Canonsburg, PA 15317
- [6] Володин П.А. Численное моделирование ветрового воздействия на комплекс сооружений компрессорной станции / П. А. Володин, М. А. Овсянникова, А. В. Рассохина, В. И. Судаев, О. В. Трифонов, В. П. Черний // Article in Spravochnik Inzhenernyi zhurnal · January 2019 DOI: 10.14489/hb.2019.05. pp.047-053

## **WIND IMPACT ON CYLINDRICAL METAL GRAIN SILOS**

*The wind pressure on the cylindrical walls and conical roofs of a group of six metal silos with a diameter of 15.2 m and a cylindrical wall height of 12 m of the Drochiev HPP (Republic of Moldova) was estimated by the finite volume method using the ANSYS CFX 15 package for the wind direction perpendicular to the line of the silos and maximum in speed.. Correspondence of the general pattern of pressure distribution along the wall in the circumferential direction to the corresponding change in the aerodynamic coefficient is established. To verify the numerical correspondence, additional studies are required.*

## COMPUTER MODELING OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN LIRA-SAPR

**Pysarevskiy B.Y., PhD., Barabsh M.S., Dr. Tech. Sc., Prof.**

"LIRA SAPR", Kiev

[bmari@ukr.net](mailto:bmari@ukr.net)

The paper investigation is devoted to the study of the influence of the dynamic interaction [0, 0] of the system "aboveground part-foundation-soil" on the stress-strain state of the structures of multi-storey buildings.

In the design of buildings and structures [0, 0], to analyse the dynamic effects, one can use following methods: spectral method, direct dynamic method or nonlinear statistical calculation [0]. These methods regulate the analysis process of the system "structure-substructure-soil foundation". It is necessary to take into account the features of nonlinear deformation of building structures and soils, inertial properties of the soil foundation, damping properties, etc.

Both static and dynamic loads can act on the system called "structure-substructure-soil foundation". To analyse some static loads, the infinite soil body can be constrained. To do this, it is sufficient to discard the part of the soil body which is far enough from the building, so as displacements and effort decrease with increasing distance from the structure. However, in dynamics this procedure cannot be used. Constrained area reflects the waves, which come from the source of vibration, though these waves must propagate to infinity. This reflection affects on the deformation of the structure. To analyze the interaction between elements in the system "structure-substructure-soil foundation" the infinite soil body can be divided into two areas: a constrained area, which can be nonlinear, and an area that extends to infinity and behaves linearly. The constrained area, which includes the structure and the bounded soil foundation, can be modeled using the finite element method. The most difficult part of the analysis of the interaction between the structure and soil foundation is the modeling of an unlimited area. In dynamic problem, the waves moving to infinity should not be reflected from the boundaries. Therefore, such boundary conditions should be applied at the borders, under which the waves coming here can be absorbed. The problem of interaction between elements in the system "structure-substructure-soil foundation" can be solved by one of the two main methods: the direct method, or the method of subsystems.

The direct method is the easiest way to analyze this interaction. To take into account the infinity with sufficient accuracy, the unlimited area is truncated far enough from the structure and it provides approximate boundary conditions.

The method of subsystems is more accurate method than the direct method, although the computational area may be significantly smaller than for the direct method. As a part of the dissertation the method of subsystems is investigated.

The work offered the numerical procedure of formation of motion equations and, as a partial case, equilibrium equations, in problems where there are infinite areas. This procedure is implemented in the software package "LIRA-SAPR" [0], which made it possible to create hybrid models of FEM/SBFEM and to solve almost any physically linear and nonlinear dynamic problems in time by the direct method, as well as the method of subsystems.

Birbraer, A. N.: Raschet konstruksiy na seysmostoykost. St. Petersburg: Nauka, 255 p (1998).

Clough R., Penzien J.: Dinamika sooruzheniy. Moscow: Stroyizadt, 320 p (1979).

Barabash, M. S., Kostyra N. O., Pysarevskiy B. Y.: Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (708), 11p (2019).

Surianinov M., Fomin V., Bekirova M., Fomina. I.: Nonlinear Dynamic Analysis of a Reinforced Concrete Frame by the Boundary Element Method/ // Materials Science Forum 6th International Conference "Actual Problems of Engineering Mechanics" (APEM 2019), ISSN:1662-9752. (968), 383-395 (2019).

DBN B.1.1-12: 2014. Construction in seismic areas of Ukraine [effective from 2014-10-01]. - Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2014. 110 p.

Barabash, M., Pisarevskiy B., Bashynskiy Y.: Taking into Account Material Damping in Seismic Analysis of Structures. Technical Journal 14 (1), 55-59 (2020).

## **КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СИСТЕМЫ «СООРУЖЕНИЕ-ГРУНТА» В ЛИРА-САПР**

*Статья посвящена методам динамического анализа, которые используются в современном строительстве. Проанализированы экспериментальные данные здания после действия сейсмической нагрузки. Предложена методика, которая позволяет моделировать поведение конструктивной системы здания, на основе конечных элементов, разработанных и реализованных в программном комплексе ЛИРА-САПР. Методика позволяет решать динамические задачи с учетом физической нелинейности.*

УДК 614.2

## **ПОЖАРОУСТОЙЧИВОСТЬ ПОКРЫТИЯ НАРУЖНОЙ КРОВЛИ ИЗ НЕРЖАВЕЮЩЕЙ СТАЛИ ПРИ ПОПАДАНИИ МОЛНИИ**

**Рудаков С. В., к.т.н., доцент**

*Национальный университет гражданской защиты г. Харьков*

Приведены результаты расчетной и опытной оценки электротермической стойкости тонкостенного покрытия наружной кровли

высотного технического сооружения из нержавеющей стали к прямому воздействию на него тока молнии, что может произвести к возгоранию теплоизолирующих материалов.

Современные кровельные системы характеризуются высокими физико-механическими свойствами, обеспечивающими высокую эксплуатационную надежность конструкции. Основным преимуществом использования металлических кровельных систем есть долговечность, экономичность, пожаробезопасность. Наиболее высокий уровень пожарной опасности технического сооружения может возникнуть при прямом ударе молнии.

Одной из проблем при проведении испытаний на молниезащиту является получение аperiodического импульса тока искусственной молнии, нормированного по международному стандарту, и определение степени электротермического повреждения металлических и изоляционных материалов наружной кровли, что может привести к предотвращению возможного возгорания.

В [1] авторами были приведены результаты расчетно-экспериментальных исследований электротермической стойкости опытных листовых образцов наружной кровли из нержавеющей стали высотных сооружений к прямому воздействию на них тока искусственной молнии. В указанном случае импульсная затухающая синусоидальная  $A$ - компонента тока молнии характеризовалась следующими нормированными АВП (амплитудно-временные параметры) [2,3]: амплитудой тока  $I_{mA}=\pm 200$  кА (при допуске  $\pm 10$  %); интегралом действия тока  $J_A=2 \cdot 10^6$  А<sup>2</sup>·с (при допуске  $\pm 20$  %); временем, соответствующем амплитуде тока  $I_{mA}$ , составляющем  $t_{mA} \leq 50$  мкс; продолжительностью протекания тока  $\tau_{pA} \leq 500$  мкс. Длительная аperiodическая  $C$ - компонента тока молнии в этом случае имела следующие нормированные АВП [2,3]: амплитуду тока  $I_{mC}=\pm(200-800)$  А; переносимый током электрический заряд  $q_C=\pm 200$  Кл (при допуске  $\pm 20$  %); продолжительностью протекания тока  $\tau_{pC}=(0,25-1)$  с. Согласно действующим требованиям международного стандарта IEC 62305-1-2010 [4] при оценке защиты от короткого удара молнии зданий, технических сооружений и их частей, включая находящихся в них людей и инженерных сетей, используется нормированный аperiodический импульс тока грозового разряда временной формы  $T_1/T_2=10$  мкс/350 мкс положительной полярности, где  $T_1$ ,  $T_2$  – соответственно длительность фронта и длительность полуспада импульса тока молнии.

Практический интерес представляет электрофизическая задача, связанная с оценкой электротермической стойкости тонкостенных листовых покрытий из нержавеющей стали наружной кровли высотных технических сооружений к прямому воздействию на них аperiodического импульса тока короткого удара молнии временной формы 10/350 мкс.

В процессе воздействия канала молнии на рассматриваемое тонкостенное стальное покрытие округлая зона его привязки радиусом  $r_0$  остается практически неподвижной относительно стенки покрытия.

Принимаем то допущение, что объем  $V_0$  расплавленного аperiodическим импульсом тока молнии  $i_L(t)$  металла покрытия определяет в конечном счете объем зоны его повреждения. Термическое повреждение металлических и изоляционных (композиционных) элементов образца в местах прямого удара в них молнии обусловлено наличием интенсивного теплового потока в плазменном канале грозового разряда. Для оценки величины плотности  $g_L$  теплового потока, поступающего в стальное покрытие можно воспользоваться следующим приближенным соотношением [5]:

$$g_L = \delta_L \cdot U_{ac} , \quad (1)$$

где  $U_{ac}$  – величина приэлектродного падения напряжения в области стального покрытия, выполняющего в двухэлектродной системе (ДЭС) роль катода при заданной положительной полярности тока молнии.

Применительно к рассматриваемому нами стальному покрытию-катоде величина  $U_{ac}$  численно составляет около 6,1 В [5]. Тогда, с учетом (1) для количества тепла  $Q$ , поступающего в стальное покрытие при прямом ударе в него молнии, можно записать следующее расчетное соотношение:

$$Q = \pi \int_0^{\infty} g_L r_0^2 dt = \pi U_{ac} \int_0^{\infty} \delta_L r_0^2 dt = U_{ac} q_L , \quad (2)$$

где  $q_L = \int_0^{\infty} i_L(t) dt$  – количество электрического заряда положительной полярности из плазменного канала молнии, протекающего через стальное покрытие.

С другой стороны, для величины количества тепла  $Q$ , выделившегося в материале стального покрытия при его поражении прямым ударом молнии, будет справедливо следующее расчетное соотношение [6]:

$$Q = m_0 [C_0(\theta_m - \theta_0) + C_m] , \quad (3)$$

где  $m_0 = d_0 V_0$  – масса нагреваемого импульсным током молнии до температуры плавления  $\theta_m$  материала покрытия, имеющего плотность  $d_0$  и объем  $V_0$ ;  $C_0$  – теплоемкость материала покрытия;  $C_m$  – удельная теплота плавления материала покрытия.

Из (2) и (3) для величины объема  $V_0$  расплавленного материала стального покрытия ТО при воздействии на него короткого удара молнии получаем расчетное выражение вида:

$$V_0 = U_{ac} q_L d_0^{-1} [C_0(\theta_m - \theta_0) + C_m]^{-1} . \quad (4)$$

Из (4) видно, что полученное нами описанным выше приближенным электрофизическим путем расчетное аналитическое соотношение для нахождения расплавленного импульсным аperiodическим током молнии  $i_L(t)$  объема  $V_0$  тонкостенного стального покрытия образца полностью соответствует оценочному соотношению, рекомендуемому в этом случае

согласно [5] международным стандартом IEC 62305-1-2010.

Таким образом, результаты оценочных расчетных и экспериментальных исследований электротермической стойкости опытных листовых образцов наружной кровли защищаемого объекта размером в плане 500 x 500 мм из нержавеющей стали толщиной  $h=1$  мм к прямому воздействию на них тока молнии указывают на то, что исследуемые тонкостенные стальные образцы подвергаются локальному поверхностному термическому повреждению, и как следствие, может привести к возгоранию теплоизоляционных материалов, находящихся непосредственно под наружной кровлей.

1. Баранов М.И. Результаты расчетно-экспериментальных исследований электротермической стойкости опытных образцов из листовой стали к воздействию нормированных компонент импульсного тока искусственной молнии / М.И. Баранов, В.В. Князев, В.И. Кравченко, С.В. Рудаков // Электротехника і електромеханіка.– 2016. №3. С.40–49.
2. SAE ARP 5412: 2013 Aircraft Lightning Environment and Related Test Waveforms/ SAE Aerospace. USA, 2013. pp.1–56.
3. SAE ARP 5416: 2013 Aircraft Lightning Test Methods / SAE Aerospace. USA, 2013. pp.1–145.
4. IEC 62305-1: 2010. Protection against lightning. Part 1: General principles. Geneva, IEC Publ., 2010, pp. 1–72.
5. Абрамов Н.Р. Характеристики проплавления стенок металлических объектов при воздействии на них молнии / Н.Р. Абрамов, И.П. Кужекин, В.П. Ларионов // Электричество. 1986. №11. С.22–27.
6. Кузьмичев В.Е. Законы и формулы физики / Отв. ред. В.К. Тартаковский. Киев: Наукова думка, 1989. 864 с.

## **FIRE RESISTANCE OF EXTERNAL ROOFING FROM STAINLESS STEEL WHEN LIGHTNING HIT**

*The results of numerical and experimental assessment of the electro-thermal resistance of thin-walled covering of an exterior roof of high-rise constructions of stainless steel 12X18H10T to the direct influence of the normalized according to the international standard IEC 62305-1-2010 aperiodic pulse of current of artificial lightning in a temporary form  $10/350 \mu s$  c amplitude from 100 to 200 kA and the specified tolerances on the amplitude and time parameters. It is shown that the specified impulse lightning current causes a local surface thermal damage of the investigated steel coating when the radius of the damage zone, not more than 30 mm and the depth of penetration of its wall of not more than 50 microns., that can produce a fire insulating materials.*



## **ОПТИМІЗАЦІЯ КРОКУ ОПОР НЕРОЗРІЗНИХ БАЛОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО САМОНАПРУЖЕНОГО ПЕРЕКРИТТЯ**

**Семко О.В., д.т.н., проф., Гасенко А.В., к.т.н., доц., докторант**  
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»,  
м. Полтава, Україна, gasentk@gmail.com

**Постановка проблеми та її обґрунтування.** Одним з основних показників ефективності проектно-конструкторських рішень будівлі є приведені витрати будівельних матеріалів (сталі, бетону тощо) на одиницю площі чи об'єму самої будівлі. З метою вирівнювання ступеня використання несучої здатності конструкцій по їх довжині, передбачають нерозрізні статично-невизначені схеми їх роботи. Використовуючи збірно-монолітні сталезалізобетонні конструкції, можливо забезпечити нерозрізну статично невизначену схему їх роботи і, як наслідок, регулювати напружено-деформований стан, підвищувати несучу здатність й жорсткість.

**Аналіз останніх публікацій та досліджень.** З метою оптимізації роботи конструкцій розрізняють розрахункові методи регулювання зусиль під час проектування та силові способи регулювання зусиль під час виготовлення або монтажу [1]. До розрахункових методів відносять методи зміни поперечного перерізу стержневих конструкцій пропорційно до епюр внутрішніх зусиль, методи допуску пластичних деформацій на окремих ділянках сталевих конструкцій, методи розподілення моментів та ін.

**Виділення невирішеної раніше проблеми.** Цікавим з точки зору оптимізації роботи сталезалізобетонних згинаних конструкцій [2; 3] є використання розрахункового методу розподілення моментів в сталевій балці перекриття застосовуючи силовий метод регулювання зусиль від власної ваги свіжеукладеної бетонної суміші бетонного перекриття на етапі виготовлення.

**Мета даної роботи** – розрахунковим методом розподілення моментів виконати оптимізацію кроку встановлення опор нерозрізних сталевих балок сталезалізобетонного перекриття на етапі бетонування монолітної плити.

**Виклад основного матеріалу.** Сталезалізобетонне перекриття виготовляється в два етапи: перший етап – монтаж сталевих балок; другий етап – бетонування монолітної залізобетонної плити. Під час другого етапу сталеві балки самостійно (без бетонної полицки) сприймають вагу свіжеукладеної бетонної суміші, що складає близько половини всього навантаження на перекриття. Після набору бетоном полицки проектної міцності, несуча здатність утвореного комбінованого перерізу збільшується до двох разів. Таким чином, оптимізація кроку опор нерозрізних сталевих балок на етапі виготовлення бетонної полицки є актуальною задачею.

На рис. 1 показані оптимізовані схеми розташування опор нерозрізних сталевих балок під час бетонування монолітної полицки плити. Навантаження від свіжеукладеної бетонної суміші сприймається виключно сталевими балками. Під «оптимізованими схемами» мається на увазі вирівнювання значень згинаючих моментів на всіх опорах.

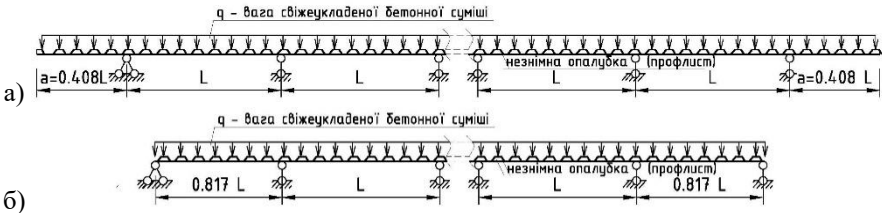


Рис. 1. Оптимізовані схеми розташування опор нерозрізних сталевих балок під час бетонування монолітної полицки: а) консольних; б) безконсольних

**Висновок.** Наявність консолей у нерозрізній сталевій балці сталезалізобетонного перекриття дозволяє вирівняти від ваги свіжеукладеної бетонної суміші плити перекриття значення згинаючих моментів на опорах балок при рівномірному кроці встановлення опор. У безконсольних балках при аналогічних консольним балкам навантаженням для забезпечення однакового значення згинаючих моментів на всіх опорах крайні прольоти необхідно робити на близько 18% меншими за середні.

[1] Гоголь М.В. Регулювання напружень у сталевих комбінованих конструкціях. *Монографія*. К.: видавництв «Сталь», 2018. 222 с.  
 [2] Семко О.В., Гасенко А.В. Оптимізація прольотів монолітної плити сталезалізобетонних перекриттів. *Тези XIX міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (м. Чернігів, 19-22.09.2021)*. Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2021. С. 289 – 290.  
 [3] Гасенко А.В., Семко О.В., Штанько К.Г. Застосування перерозподілу зусиль для створення попередніх самонапружень у конструктивних частинах сталезалізобетонних перекриттів. *Збірник тез міжнародної науково-практичної конференції молодих вчених «BUILD-MASTER-CLASS-2021»*. (Київ: КНУБА 01-03.12.2021). DOI: 10.32347/tit2020.conf.06. Київ: КНУБА, 2021. С. 148 – 149.

## SUPPORTS STEP OF CONTINUOUS BEAMS OF STEEL REINFORCED CONCRETE SELF-STRESSED FLOOR SLAB OPTIMIZATION

*The use of prefabricated monolithic steel reinforced concrete structures allows implementing a continuous statically indeterminate scheme of their work. This allows you to adjust the stress-strain state, increase the load-bearing capacity and rigidity and, as a result, reduce the cost of materials for the manufacture of such structures. Optimization of the step of installation of supports of continuous steel beams of steel reinforced concrete self-stressed floor at the stage of concreting of monolithic slab is performed by calculation method of force regulation using force method of force regulation from own weight of freshly laid concrete mixture.*

## ОБГРУНТУВАННЯ СПРОЩЕНОГО РОЗРАХУНКОВОГО МЕТОДУ ОЦІНКИ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПУСОТНОЇ ПЛИТИ

**Поздєєв С.В., д.т.н., проф., Березовський А.І., к.т.н., доц.  
Неділько І.А., Сідней С.О., к.т.н.**

Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національний  
університет цивільного захисту України, вул. Онопрієнко, 8, м. Черкаси, 18034,  
Україна, e-mail: sidney-1980@ukr.net

У роботі проведений аналіз сучасних методів [1, 2], що використовуються для визначення показників вогнестійкості пустотних залізобетонних плит.

З метою проведення чисельних експериментів, створені теплові математичні моделі [3, 4]. Робота даних моделей ґрунтується на основі нестационарного диференціального рівняння теплопровідності з чисельною апроксимацією за допомогою методу кінцевих елементів. На рис. 1 представлена скінченно-елемента модель для проведення обчислювальних експериментів з тривалістю 30 мін, 45 мін, 60 мін, 90 мін.



Рис. 1. Скінченно-елемента модель для проведення обчислювальних експериментів.

Температурно-залежні теплофізичні характеристики бетону та сталі при проведенні розрахунків прийняти за рекомендаціями [5, 6], що представлено на рис. 2, 3.

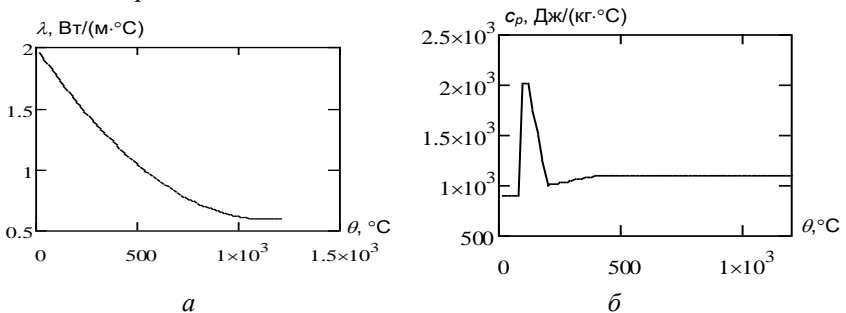


Рис. 2. Теплофізичні характеристики бетону С30/35 (теплопровідність – а, теплоємність – б).

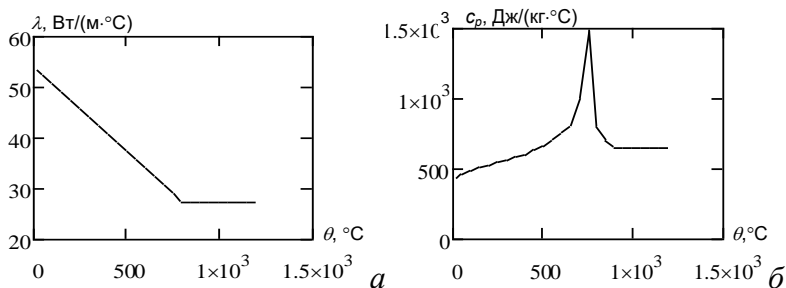


Рис. 3. Теплофізичні характеристики сталі С250 (теплопровідність – а, теплоємність – б).

Мета роботи є розроблення спрощеного розрахункового методу оцінки вогнестійкості пустотних залізобетонних плит.

Запропонований спосіб ґрунтується на проведенні наступних процедур.

Половину висоти перерізу досліджуваної плити було поділено на 5 однакових зон за висотою, що становить по 22 мм кожна. Відповідно в центрі кожної зони використовуючи спосіб [6, 7] визначено температурні показники при дії пожежі тривалістю 30 хв, 45 хв, 60 хв, 90 хв. Результати проведених обчислювальних експериментів порівняні з результатами розрахунків за зонним методом, щодо настання граничного стану з втрати несучої здатності, рекомендований [8 – 10].

За результатами проведених досліджень визначена експериментальна похибка не перевищила 6% (табл. 1), що встановлює достовірність та ефективність запропонованого методу.

Таблиця 1

Показники несучої здатності збірної залізобетонної плити при пожежі  $M_{Rd,fb}$  (кНм)

Тривалість пожежі (мин)	Зонний метод (кНм)	Запропонована методика (кНм)	Похибка
30	16,4	16,2	1,2 %
45	15,5	15,1	2,5 %
60	8,26	7,933	3,9 %
90	5,1	4,795	5,98%

Таким чином, використання запропонованої методики перевірки вогнестійкості пустотних залізобетонних плит допускається, що істотно спрощує проведення таких розрахунків, і не впливає на точність отриманих результатів.

1. FIRE RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE SLABS ACCORDING TO EC2 AND BRANZ TR8TY, Sanin Dzidic, Conference: 13th Scientific Conference with International Participation "Contemporary Theory and Practice in Construction. Banja Luka, Bosnia and Herzegovina. 25.05. 2018 Volume: Book of Proceedings, ISSN 2566-4484.
2. Improvement of the Assessment Method for Fire Resistance of Steel Structures in the Temperature Regime of Fire under Realistic Conditions // Materials Science Forum / Taras Shnal, Serhii Pozdieiev, Oleksandr Nuianzin, Stanislav Sidnei / 2020 Volume 1006 – p. 107 – 116.
3. R. P. Johnson, Y. C. Wang Composite Structures of Steel and Concrete: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings. 2019. 265 p.
4. Shnal, T., Pozdieiev, S., Yakovchuk, R., Nekora, O. Development of a Mathematical Model of Fire Spreading in a Three-Storey Building Under Full-Scale Fire-Response Tests// Lecture Notes in Civil Engineering, 2021, 100 LNCE, pp. 419–428.
5. EN 1992-1-1 (2004) (English): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
6. EN 1992-1-2 (2004) Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
7. Dao Duy Kien; Do Van Trinh; Khong Trong Toan; Le Ba Danh Fire Resistance Evaluation of Reinforced Concrete Structures// 2020 5th International Conference on Green Technology and Sustainable Development (GTSD).
8. Lennon T., Moore D.B., Wang Y.K., Bailey K.G. Designer's Guide to EN 1991-1-2: 2002, EN 1992-1-2: 2002, EN 1993-1-2: 2002 and EN 1994-1-2: 2002: Guidelines for the design of fire protection for steel, reinforced concrete and concrete structures of buildings and structures in accordance with the Eurocodes: per. from English (T. Lennon and others; ed. Series H. Gulvanesyan, V.M. Roitman, I.A. Kirillov, A.I. Plotnikov, Moscow, 2013) p. 196.
9. O. Vassart, B. Zhao, L.G. Cajot, F. Robert, U. Meyer, A.Frangi. Eurocodes: Background & Applications Structural Fire Design. JRC Science and Policy Report. Luxembourg: Publications Office of the European Union. 2014. 256 p.
10. Concrete Reinforcing Steel Institute - CRSI [2015]. "Fire Resistance of Reinforced Concrete Buildings", CRSI Technical Note ETN-B-1-16, Schaumburg, Illinois, 6 pp.

### **REASONING OF THE SIMPLIFIED CALCULATION METHOD FOR ASSESSING THE FIRE RESISTANCE OF A HOLLOW-CORE SLAB REINFORCED CONCRETE SLAB**

*The work analyzes the existing methods used to determine the fire resistance of hollow-core reinforced concrete slabs. There were carried out numerical experiments using thermal mathematical models of hollow-core reinforced concrete slabs under conditions of fire with*

duration of 30 minutes, 45 minutes, 60 minutes, and 90 minutes. The functioning of these models is based on the non-stationary differential equation of thermal conductivity with numerical approximation using the finite element method. Based on the results of the numerical experiments, the load-bearing capacity of the sectional reinforced concrete slab was determined with duration of fire exposure of 30 minutes, 45 minutes, 60 minutes, and 90 minutes, according to the proposed simplified zone method and the zone method recommended by the standards. Thus, during the research there was developed a simplified method for checking the fire resistance of hollow-core reinforced concrete slabs. The proposed method is based on determining the damaged layer of concrete in the centers of the half-section zones of hollow-core reinforced concrete slabs, as well as taking into account the thermal influence of a fire on the strength characteristics of steel reinforcement bars. According to the results of a comparative analysis of the existing and proposed method, it was established that the error does not exceed 6% with a fire exposure lasting 90 minutes, which demonstrates high efficiency in using the proposed method and the possibility of its application for calculating the fire resistance of hollow-core reinforced concrete slabs.

УДК 624.04

## ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ДВУХШАРНИРНЫХ АРОК

**Сорока Н.Н., к.т.н., доцент**

Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса  
E-mail: soroka@ogasa.org.ua

Рассмотрим двухшарнирную круговую арку, нагруженную вертикальной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 1).

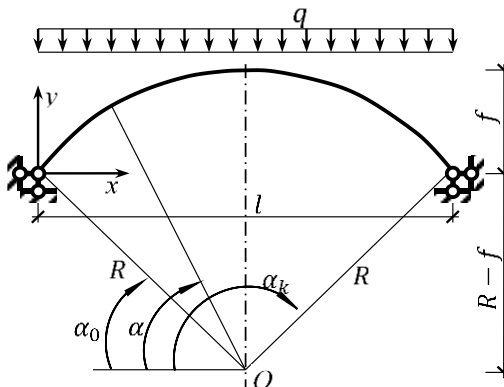


Рис. 1. Расчетная схема арки

При действии симметричной нагрузки предельное состояние арки достигается при переходе в пластическое состояние либо сечения, расположенного на оси симметрии, либо двух сечений, расположенных симметрично на некотором расстоянии от оси симметрии.

Арка выполнена из идеального упругопластического материала, с различными пределами прочности при растяжении и сжатии (рис. 2а). Сечение арки – прямоугольное. Считаем, что при действии в сечении граничных усилий  $M_b$  и  $N_b$  весь материал переходит в пластическое состояние (рис. 2б).

Условия равновесия сечения в предельном состоянии (условия текучести), с учетом того, что при действии заданной нагрузки ось арки является сжатой, можно представить в виде [1]:

$$\left| \frac{M_b}{M_0} \right| + \left( \frac{N_b}{N_{0c}} \right)^2 \frac{\sigma_{yc}}{\sigma_{yt}} - \frac{N_b}{N_{0c}} \frac{\sigma_{yc} - \sigma_{yt}}{\sigma_{yt}} = 1, \quad (1)$$

где  $M_b$ ,  $N_b$  – предельные момент и продольная сила;  $M_0$  – предельный момент для сечения при отсутствии продольной силы;  $N_{0c}$ ,  $N_{0t}$  – предельные продольные силы, соответственно, при сжатии и растяжении при отсутствии изгибающего момента.

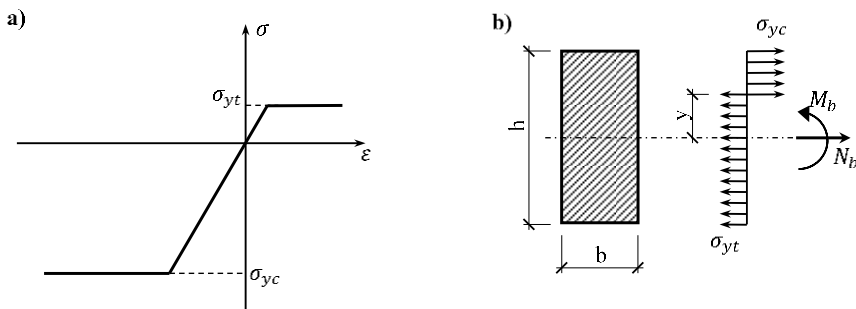


Рис. 2. Предельное состояние сечения

Значения предельных усилий  $M_0$ ,  $N_{0c}$ ,  $N_{0t}$  зависят от физических характеристик материала и размеров сечения и для арки постоянной жесткости являются константами. Для арки переменной жесткости эти усилия будут зависеть от координаты сечения, следовательно, в этом случае условие текучести может быть записано в виде [2]:

$$\left| \frac{M_b}{M_0(\alpha)} \right| + \left( \frac{N_b}{N_{0c}(\alpha)} \right)^2 \frac{\sigma_{yc}}{\sigma_{yt}} - \frac{N_b}{N_{0c}(\alpha)} \cdot \frac{\sigma_{yc} - \sigma_{yt}}{\sigma_{yt}} = 1. \quad (2)$$

Расчет предельной нагрузки для арки можно сформулировать как задачу нахождения минимальной нагрузки, приводящей арку в предельное состояние, при соблюдении условий равновесия и условия пластичности. Условиями равновесия в данном случае являются выражения, позволяющие определить момент и продольную силу в произвольном сечении арки.

Для арки постоянной жесткости данная задача записывается в виде:

$$\left\{ \begin{array}{l} q \rightarrow \min; \\ M_b = \frac{q}{2} \left( \frac{l^2}{4} - R^2 \cos^2 \alpha \right) - H (R \sin \alpha - R + f); \\ N_b = -qR \cos^2 \alpha - H \sin \alpha; \\ \left| \frac{M_b}{M_0} \right| + \left( \frac{N_b}{N_{0c}} \right)^2 \frac{\sigma_{yc}}{\sigma_{yt}} - \frac{N_b}{N_{0c}} \frac{\sigma_{yc} - \sigma_{yt}}{\sigma_{yt}} - 1 = 0; \\ \alpha_0 < \alpha \leq \pi/2. \end{array} \right. \quad (3)$$

Для арки переменной жесткости – в виде:

$$\left\{ \begin{array}{l} q \rightarrow \min; \\ M_b = \frac{q}{2} \left( \frac{l^2}{4} - R^2 \cos^2 \alpha \right) + H (R \sin \alpha - R + f); \\ N_b = -qR \cos^2 \alpha - H \sin \alpha; \\ \left| \frac{M_b}{M_0(\alpha)} \right| + \left[ \frac{N_b}{N_{0c}(\alpha)} \right]^2 \cdot \frac{\sigma_{yc}}{\sigma_{yt}} - \frac{N_b}{N_{0c}(\alpha)} \cdot \frac{\sigma_{yc} - \sigma_{yt}}{\sigma_{yt}} = 1; \\ \alpha_0 \leq \alpha \leq \pi/2. \end{array} \right. \quad (4)$$

В выражениях (3) и (4) распор арки  $H$  определяется из решения канонического уравнения метода сил.

С учетом того, что задачи (3) и (4) являются нелинейными, в результате решения можно получить не глобальный минимум целевой функции, а локальный. Поэтому нужно исследовать два возможных случая перехода сечений арки в пластическое состояние. В первом случае, задавая начальное



значение координаты  $\alpha$  близкой к  $\alpha_0$ , и во втором случае – близкой к  $\pi/2$ . Из двух полученных предельных нагрузок выбираем наименьшую.

**Пример.** Рассмотрим арку пролетом 20 м с переменной стрелой подъема. Для арки постоянной жесткости размеры прямоугольного поперечного сечения:  $h = 100$  см,  $b = 20$  см. Для арки переменной жесткости на оси симметрии сечение имеет размеры  $h_0 = 100$  см,  $b = 20$  см. Изменение жесткости арки происходит за счет изменения высоты поперечного сечения таким образом, чтобы момент инерции сечения изменялся по закону:

$$I(\alpha) = I_0 \sin \alpha, \quad (5)$$

где  $I_0$  – момент инерции поперечного сечения арки на оси симметрии.

Характеристики материала:  $\sigma_{yc} = 14500 \text{ kN}/\text{м}^2$ ,  $\sigma_{yt} = 1300 \text{ kN}/\text{м}^2$ ,  $E = 2.3 \cdot 10^7 \text{ kN}/\text{м}^2$ ,  $\nu = 0.2$ .

Задачи (3) и (4) решались с помощью электронных таблиц EXCEL.

Та же самая задача по определению предельной нагрузки для арок постоянной и переменной жесткости была решена с помощью программы, составленной на языке APDL. Особенностью решения является то, что вместо уравнений статики использовалось численное решение по МКЭ. Результаты данного решения практически совпадают с решением задач (3) и (4).

Для расчета предельной нагрузки был также использован ПК Лира-САПР. В процессе расчета арка разбивалась на 80 КЭ, диаграмма деформирования которых описывалось в соответствии с рис. 1, а. Расчет выполнялся шагово-итерационным методом при делении нагрузки на 500 частей.

Сравнение предельных нагрузок для арок с разной стрелой подъема, полученных в результате решения задач (3), (4) и расчета в ПК Лира-САПР представлено на рис. 3 и 4. Как следует из рисунков, результаты достаточно хорошо совпадают.

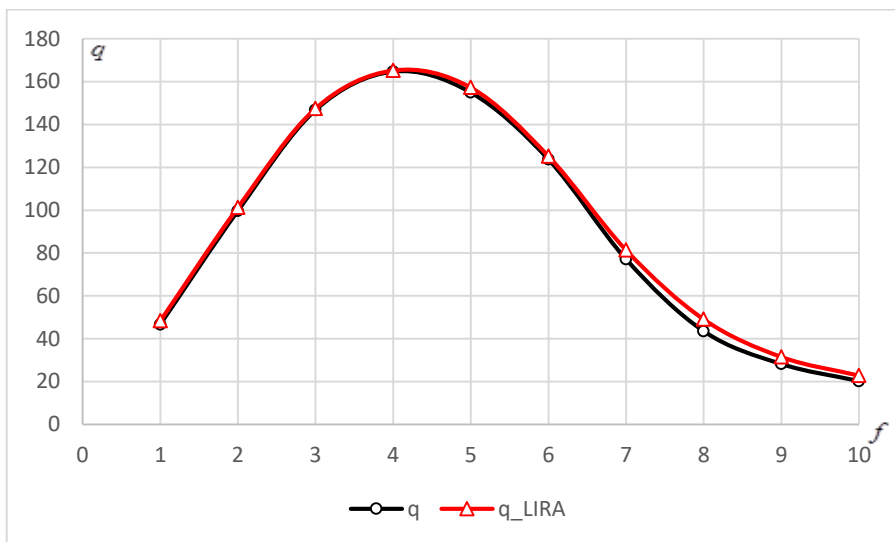


Рис. 3. Предельные нагрузки для арки постоянной жесткости

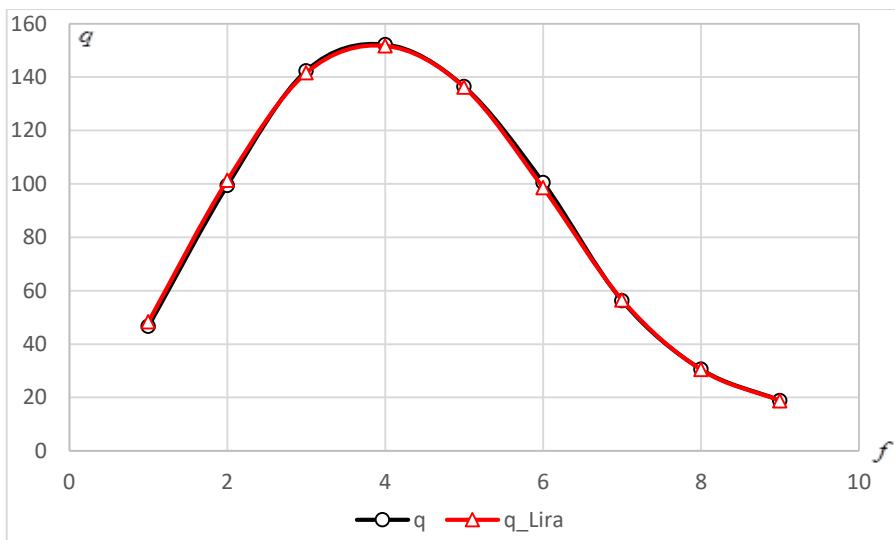


Рис. 4. Предельные нагрузки для арки переменной жесткости

### Выводы.

1. Принятая методика расчета арок по предельному состоянию позволяет легко определять предельную нагрузку, но требует вывода аналитических зависимостей для статического расчета арки.

2. Величини предельных нагрузок, вычисленные с применением ПК Лира-САПР показывают достаточно хорошее совпадение с предлагаемой методикой.

3. Судя по рисункам 3, 4, наиболее оптимальным с точки зрения несущей способности двухшарнирной арки является отношение пролета к стреле подъема равное 5.

[1]. Mykola Soroka. Bearing capacity of structures made of materials with different tensile and compression strengths: 6th International Conference "Actual Problems of Engineering Mechanics", (APEM 2019), Volume 968, pp. 200-208.

[2]. Soroka M.M. (2020) Limit state of arches of variable stiffness // Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 2020, no. 81, page 97-104, <http://mx.ogasa.org.ua/handle/123456789/9100>

## LIMIT STATE OF DOUBLE HINGED ARCHES

*An algorithm for calculating the limit load is considered. The results are compared with the calculation using the Lira-SAPR software.*

УДК 539.3

## КОЛИВАННЯ ПРУЖНОЇ КОНІЧНОЇ ОБОЛОНКИ СХІДЧАСТО-ЗМІННОЇ ТОВЩИНИ ПРИ ДІЇ НЕСТАЦІОНАРНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

**Сторожук Є.А., д.ф.-м.н., проф., Чернишенко І.С., д.т.н., проф.,  
Корнієнко В.Ф., к.т.н.,**

Інститут механіки ім. С.П. Тимошенка НАН України, м. Київ

Розглянемо підкріплену повздожними і поперечними ребрами жорсткості конічну оболонку, яка виготовлена з композитного ортотропного матеріалу та знаходиться під дією динамічного навантаження. Вважаємо, що в цьому випадку товщина дискретно підкріпленої оболонкової структури є східчато-змінною функцією просторових координат. Деформування оболонки і підкріплюючих елементів будемо описувати співвідношеннями теорії непологих оболонок, яка базується на гіпотезі прямої лінії (враховує деформації поперечного зсуву) [1]. За координатну поверхню приймемо серединну поверхню обшивки. Віднесемо оболонку до криволінійної ортогональної системи координат  $(x, \varphi, z)$ , спряженої з лініями головних кривин.

Вирази для компонентів деформації представимо у векторній формі [1]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{11} &= \bar{e}_1 \cdot \frac{\partial \bar{u}}{A_1 \partial x}; \quad \varepsilon_{22} = \bar{e}_2 \cdot \frac{\partial \bar{u}}{A_2 \partial \varphi}; \quad \varepsilon_{12} = \bar{e}_2 \cdot \frac{\partial \bar{u}}{A_1 \partial x} + \bar{e}_1 \cdot \frac{\partial \bar{u}}{A_2 \partial \varphi}; \\ \mu_{11} &= \bar{e}_1 \cdot \frac{\partial \bar{\mathcal{G}}}{A_1 \partial x}; \quad \mu_{22} = \bar{e}_2 \cdot \frac{\partial \bar{\mathcal{G}}}{A_2 \partial \varphi}; \quad 2\mu_{12} = \bar{e}_2 \cdot \frac{\partial \bar{\mathcal{G}}}{A_1 \partial x} + \bar{e}_1 \cdot \frac{\partial \bar{\mathcal{G}}}{A_2 \partial \varphi}; \quad (1) \\ \gamma_{13} &= \bar{\mathcal{G}}_1 + \bar{n} \cdot \frac{\partial \bar{u}}{A_1 \partial x}; \quad \gamma_{23} = \bar{\mathcal{G}}_2 + \bar{n} \cdot \frac{\partial \bar{u}}{A_2 \partial \varphi}, \end{aligned}$$

де  $\bar{u} = u_1 \bar{e}_1 + u_2 \bar{e}_2 + w \bar{n}$  – вектор переміщень точок координатної поверхні оболонки;  $\bar{e}_1, \bar{e}_2, \bar{n}$  – орти системи координат  $(x, \varphi, z)$ ;  $\bar{\mathcal{G}} = \mathcal{G}_1 \bar{e}_1 + \mathcal{G}_2 \bar{e}_2$  – вектор кутів повороту нормалі;  $A_1, A_2$  – параметри Ламе.

Вважаючи, що в кожній точці оболонки напрямки ортотропії матеріалу збігаються з напрямками осей координат  $(x, \varphi, z)$ , зв'язок внутрішніх силових факторів з компонентами деформації при плоскому напруженому стані запишемо на основі закону Гука у вигляді [1]:

$$\begin{aligned} T_{ii} &= C_{i1} \varepsilon_{11} + C_{i2} \varepsilon_{22} + K_{i1} \mu_{11} + K_{i2} \mu_{22}; \\ M_{ii} &= K_{i1} \varepsilon_{11} + K_{i2} \varepsilon_{22} + D_{i1} \mu_{11} + D_{i2} \mu_{22}; \quad (2) \\ T_{12} &= C_{33} \varepsilon_{12} + K_{33} 2\mu_{12}; \quad M_{12} = K_{33} \varepsilon_{12} + D_{33} 2\mu_{12}; \\ T_{i3} &= N_{ii} \varepsilon_{i3} \quad (i = 1, 2). \end{aligned}$$

Тут  $C_{mn}, K_{mn}, D_{mn}, N_{ii}$  ( $m, n = 1, 2, 3; i = 1, 2$ ) – жорсткісні характеристики оболонки східчасто-змінної товщини.

Система розв'язувальних рівнянь отримана з варіаційного принципу Гамільтона–Остроградського:

$$\int_{t_1}^{t_2} [\delta(\Pi - K) - \delta A] dt, \quad (3)$$

де  $\Pi, K$  – потенціальна і кінетична енергії дискретно підкріпленої оболонки;  $A$  – робота зовнішніх сил.

При розв'язанні конкретних динамічних задач дана система доповнюється відповідними крайовими і початковими умовами.

Чисельна методика розв'язання рівнянь коливань конічної оболонки східчасто-змінної товщини за дії нестационарного навантаження базується на застосуванні варіаційного векторно-різницевого методу [1] при побудові

різницевих співвідношень по просторових координатах та явній скінченно-різницевої апроксимації по часовій координаті.

З використанням розробленої методики і складених програм досліджено вплив геометричних і механічних параметрів обшивки та жорсткостей підкріплюючих ребер на хвильові процеси в оболонках даного класу при дії імпульсного поверхневого навантаження.

1. Максимюк В.А., Сторожук Е.А., Чернышенко И.С. Вариационно-разностные методы в линейных и нелинейных задачах деформирования оболочек из металлических и композитных материалов (обзор) // Прикл. механика. – 2012. – 48, №6. – С. 3 – 80.

### **VIBRATIONS OF ELASTIC CONICAL SHELL STEP-VARIABLE THICKNESS UNDER THE ACTION OF A NON-STATIONARY LOAD**

*A method for numerical solution of dynamic problems for orthotropic conical shells of step-variable thickness has been developed. The influence of geometric and mechanical parameters of the cladding and stiffness of the reinforcing ribs on the wave processes in the shells of this class under the action of pulsed surface loading is investigated.*

УДК 666.914:661.21

### **ДОСЛІДЖЕННЯ КОМПОЗИЦІЙНОГО МАТЕРІАЛУ НА ОСНОВІ ГПСОВОЇ В'ЯЖУЧОЇ РЕЧОВИНИ З ВИСОКИМ ВМІСТОМ ЗОЛИ-ВИНЕСЕННЯ ТЕС**

**Гасан Ю.Г., к.т.н., проф., Тарасевич В.І., к.т.н., доц.  
Дроздова О.В., аспірант**

Київський національний університет будівництва і архітектури  
[olhadrozdova@ukr.net](mailto:olhadrozdova@ukr.net)

Водостійкі гіпсоцементнопуцоланові в'язучі (ГЦПВ) широко використовуються в низці будівельних виробів. Проте, економічність таких в'язучих знижується при використанні як пуцоланових добавок осадових порід – трепелу, опоки, діатоміту, оскільки їх доводиться возити на далекі відстані та піддавати спеціальній підготовці. Тим часом, наявність великої кількості ГРЕС та ТЕС, золи-винесення яких також виявляють гідравлічну активність, визначають можливість використання їх для виробництва ГЦПВ. Застосування золи-винесення у ГЦПВ відомо, проте кількість її, згідно з вимогами ТУ-21-31-62-89, коливається в межах 10...25% від маси в'язучого. Поряд з цим, традиційне ГЦПВ містить у своєму складі не менше 50...75%

гіпсового в'язучого, що негативно позначається, зрештою, на міцності та водостійкості гіпсобетонних виробів.

Авторами розроблено й запатентовано нове економічне та водостійке змішане в'язуче на основі будівельного гіпсу, некласифікованої золи-винесення ТЕС та портландцементу, яке дозволяє виключити пуцолановий портландцемент і відрізняється зниженою витратою гіпсу та портландцементу у своєму складі.

Компонентами гіпсоцементнозоляного в'язучого (ГЦЗВ) служили гіпсове в'язуче марки Г-5, портландцемент Кам'янець-Подільський М-400 та некласифікована зола-винесення Ладизинської ТЕС. Підбір оптимального складу проводили методом математичного планування експерименту з використанням двофакторної моделі, попередньо здійснивши оцінки стійкості новоутворень гіпсоцементнозоляного каменю з урахуванням фізико-хімічних процесів, що відбуваються при твердінні ГЦП в'язучих.

В результаті серії експериментів було отримано в'язуче із золоцементним відношенням З:Ц=3:1, при наступному співвідношенні компонентів (за масою) в оптимальному складі в'язучого: зола - 54%; гіпс – 28%; портландцемент – 18%.

Розроблене нами в'язуче було названо зологіпсоцементним (ЗГЦВ), так як основним компонентом (за масою) є не будівельний гіпс, а зола-винесення, зміст якої перевищує сумарний вміст гіпсового в'язучого та портландцементу. ЗГЦВ характеризується зниженою водопотребою та має такі будівельно-технічні характеристики: міцність при стисканні – 17...19 МПа; міцність при згині – 3,5...4,5 МПа; середня щільність – 1450...1550 кг/м<sup>3</sup>; відкрита пористість – 23 ... 25%; коефіцієнт дифузії вологи - (3,0 ... 4,0) · 10<sup>-8</sup> м<sup>2</sup>/с; коефіцієнт розм'якшення - 0,65 ... 0,75.

Проведені дослідження масопереносних і сорбційних характеристик (методами капілярного просочення та ізотерм адсорбції) показали, що матриця ЗГЦ каменю, що формується, за своєю структурою і вологопереносними характеристиками ближча до структури цементного каменю, ніж матриця ГЦП каменю традиційного складу (табл. 1).

Таблиця 1. Залежність масопереносних характеристик від складу композиту

Вміст компонентів, мас. %			Відкрита пористість, %	Коефіцієнт масопереносу, м <sup>2</sup> /с, x10 <sup>-7</sup>	Ефективний радіус пор, нм
Гіпс	Портланд цемент	Зола			
100	-	-	32	6,0	300
67	13	20	30	4,0	200
-70	17	13	29	3,0	150
28	18	54	24	3,6	18
-	24	-	19	2,0	10

Коефіцієнт масопереносу та ефективний радіус пор у ЗГЦВ каменю співмірні з відповідними характеристиками цементного каменю, що на практиці означає уповільнення процесів перенесення вологи і сприяє підвищенню водостійкості та довговічності виробів з використанням ЗГЦ в'язучого.

На основі ЗГЦВ розроблено бетон наступного складу (витрата матеріалів наведено на 1м<sup>3</sup> бетону): ЗГЦВ – 800 кг; керамзит – 350 кг; пісок – 200 кг; вода – 270 л.

Керамзитобетон на ЗГЦВ має міцність при стисканні 11 МПа, середню щільність 1450 кг/м<sup>3</sup> і коефіцієнт розм'якшення 0,85. Випробування на морозостійкість показали, що такий керамзитобетон має F35.

Були визначені міцнісні й деформативні характеристики ЗГЦ каменю оптимального складу та керамзитобетону на його основі. У таблиці 2 наведено показники характеристик міцності ЗГЦ каменю і керамзитобетону на його основі при короткочасному навантаженні. Як видно з таблиці, розроблений склад керамзитобетону на ЗГЦВ за міцністю та пружними характеристиками перевершує керамзитобетон контрольного складу, в якому в якості в'язучого використовується ГЦЗВ з низьким вмістом золи і зі співвідношенням компонентів, що відповідають вимогам ТУ-21-31-62-8.

Тривалі тимчасові випробування на деформативність показали, що деформації усадки стабілізувалися через 120 діб. Середнє значення деформації усадки для ЗГЦ каменю дорівнювало  $54 \cdot 10^{-5}$ , а бетону -  $45 \cdot 10^{-5}$ .

*Таблиця 2. Залежність показників деформативності керамзитобетонів на ЗГЦВ від їхніх складів*

№ складу	Кубікова міцність, МПа	Призмova міцність, МПа	Коефіцієнт призмeнної міцності	Модуль пружності, МПа	Коефіцієнт Пуассона
1	18,0	15,7	0,87	1,176	0,1650
2	11,5	11,9	0,98	1,058	0,1110
3	11,6	9,7	0,84	0,899	0,0933

*Примітки: 1 – Основний склад ЗГЦВ; 2 – Керамзитобетон на ЗГЦВ основного складу; 3 – Контрольний склад керамзитобетону на ЗГЦВ, що відповідає ТУ-21-31-62-89.*

Процес розвитку деформації повзучості в часі відбувається поступово і майже стабілізується на 180...200 діб. Деформація повзучості для керамзитобетону дорівнювала  $235 \cdot 10^{-5}$ .

Таким чином, на основі нового ЗГЦ в'язучого розроблений економічний і водостійкий легкий бетон класу В7,5, який за своїми основними фізико-технічними параметрами відповідає бетонам на в'язкому ГЦП.

Технологія виготовлення таких бетонів повністю відповідає технології виготовлення бетонів на традиційному ГЦП в'язучому, що уможливило

використання їх для виготовлення цілого ряду виробів за відповідними технологіями без їх ускладнення.

## **RESEARCH OF COMPOSITE MATERIAL BASED ON PLASTER BINDER WITH HIGH ASH CONTENT**

*Gypsum-containing materials and products from them are ecologically, economically and technologically the most appropriate ones to compare with materials and products based on other mineral binders. A new economical and water-resistant cement was developed on the basis of gypsum, unclassified wine ash from a thermal power plant and Portland cement, as it allows the inclusion of pozzolanic Portland cement and reduced water content and Portland cement. The developed material is characterized by reduced water demand and has the following construction and technical characteristics: compressive strength - 17...19 MPa; bending strength - 3.5 ... 4.5 MPa; average density – 1450...1550 kg/m<sup>3</sup>; open porosity – 23...25%; moisture diffusion coefficient – (3.0...4.0) 10<sup>-8</sup> m<sup>2</sup>/s; softening coefficient - 0.65 ... 0.75.*

УДК 624.074

## **ВЛАШТУВАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ ВЕЛИКИХ ПРОЛЬОТІВ З ЗАСТОСУВАННЯМ КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕ-ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**Твардовський І.О., к.т.н., доцент**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

**Калініна Т.О., к.т.н., доцент**

Державний університет інтелектуальних технологій та зв'язку, м. Одеса

Перекриття приміщень з великими прольотами є й досі актуальною інженерною задачею. Зведення такого перекриття можливе як при будівництві нової будівлі, так і в існуючих будівлях з особливо складними умовами, наприклад: будівля вже існує з відповідно виконаним дахом на достатній висоті від підлоги для того щоб розділити існуючий простір приміщення будівлі на дві частини по висоті суцільним горизонтальним диском; неможливість або складність влаштування просторової опалубки з деревини для виготовлення суцільної залізобетонної плити перекриття враховуючи необхідність застосування ребер жорсткості у вигляді перехресно-балочної системи (велика вага; відсутність жорсткої основи для розкріплення підкріплюючими стійками влаштовуємої опалубки; досить великий термін для виготовлення потрібної жорсткості опалубки, яку можливо використати для формування арматурного каркасу з подальшим його бетонуванням).



Подібної складності була вирішена задача при влаштуванні перекриття розміром 12x24 м в існуючому спортивному залі спортивного комплексу «Динамо». Для її вирішення було застосовано комбіновану конструкцію перекриття, в котрій горизонтальний диск виконувався з монолітного армованого бетону у сумісній роботі з верхніми поясами металевих ферм з прокатного профілю, що дозволило дотриматись обмеженої замовником будівництва висоти ферм, які одночасно виконували функції ребер жорсткості запропонованої просторової конструкції.

При використанні для перекриття в якості несучих конструкцій тільки металевих ферм [1] з послідуочим сприйняттям відносно незалежного горизонтального диску постають деякі ускладнення щодо їх використання, а саме: необхідність більш частого їх розташування для забезпечення потрібної жорсткості при дотриманні мінімально можливої висоти, що врешті призводить до збільшення розходу металу; як варіант можливе збільшення висоти несучих ферм, та це не влаштовує замовника у зв'язку з значним зменшенням висоти запланованих приміщень.

Влаштування перекриття у вигляді суцільного горизонтального диску з монолітного армованого бетону потребує дотримання певної нормативної товщини [2, 3] (при прольотах 12x24м товщина має бути 400...800мм), що призводить до занадто масивної конструкції й не виправдовує витрати стосовно сприйняття розрахункового навантаження та собівартості по матеріалам і виконанню будівельно-монтажних робіт. Більш того такі плити потребують попереднього напруження арматурних стрижнів, що неможливо здійснити на будівельному майданчику в умовах існуючої будівлі. В таких плитах часто отримують розвиток діагональні тріщини та збільшується прогин відносно допустимого, тому такий спосіб перекриття не застосовується.

Можливість використання монолітного залізобетону для формування перекриття при великих прольотах запропоновано [2, 3] у вигляді плити з монолітними перехресними балками (ребрами жорсткості), що дозволяє зменшити товщину самої плити за рахунок її сумісної роботи з монолітними ребрами жорсткості або спеціальними вставками. Одними з недоліків такого перекриття є: складна опалубка при формуванні просторової конструкції з послідуочим армуванням у складних стиснених умовах, що потребує значного часу на виконання таких робіт; відсутність жорсткої основи, яка здатна витримувати вагу опалубки з підкріплюючими стійками та вагу самої конструкції в момент бетонування; велика кількість деревини для влаштування складної опалубки та інших матеріалів-розхідників.

Проведений аналіз можливих варіантів влаштування перекриття з великими прольотами став підставою розробки комбінованої сталезалізобетонної конструкції. В основі запропонованої конструкції використовують ферми з прокатних двотаврів, крок яких обчислюється розрахунком для забезпечення оптимальної їх ваги, верх яких разом зі щитами, або як варіант застосовуються в якості незйомної опалубки

профільовані листи, стає основою формуємої монолітної армованої однією сіткою плити перекриття.

При використанні комбінованої конструкції перекриття, в котрій монолітна залізобетонна плита працює одночасно з верхнім поясом металевих ферм, досягається найменші прогини при розрахункових навантаженнях. Можливість влаштування по контуру обпирання ферм опорних стоек, або монолітного поясу, дає можливість доволі швидко сформувати просторовий каркас з металевих ферм, сформувати опалубку без зайвих додаткових підкріплюючих приладів, зручно виконати армування та здійснити бетонування.

Виконані попередні розрахунки просторової моделі були підтверджені результатами технічних вимірів після влаштування означеного перекриття. Слід зауважити на економічну ефективність запропонованої конструкції, кошторис на виготовлення якої за витратами матеріалу та виробництво на 40% менше від монолітної залізобетонної плити з монолітними перехресними балками (ребрами жорсткості). Також запропонована конструкція більш швидка по зведенню відносно інших існуючих варіантів.

Нижче наведені основні результати проведених розрахунків запропонованої комбінованої сталі-залізобетонної конструкції перекриття.

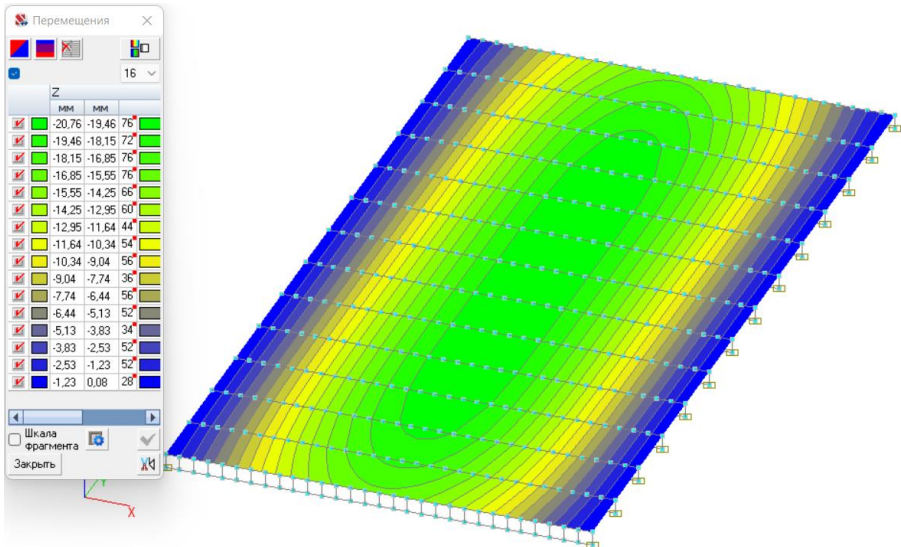


Рис. 1. Переміщення в вузлах розрахункової схеми сталі-залізобетонної конструкції перекриття від власної ваги та корисного навантаження

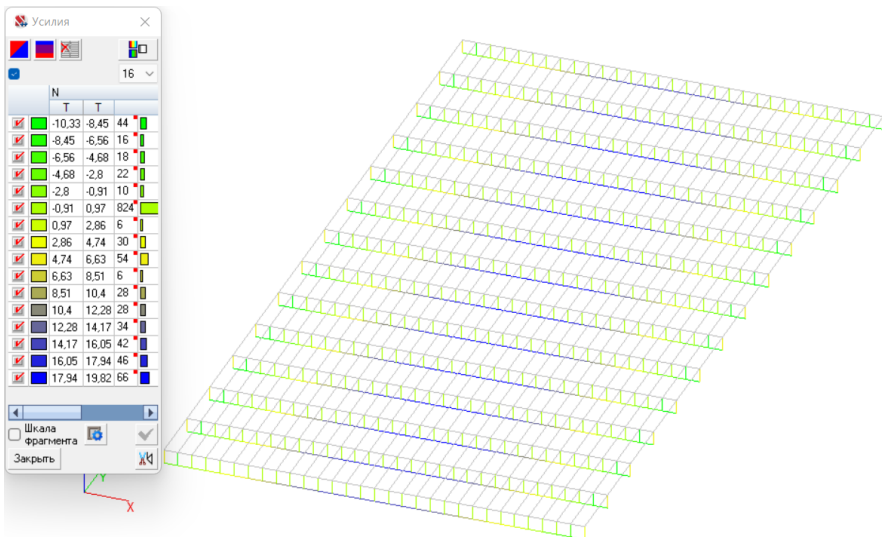


Рис. 2. Поздовжні зусилля в елементах металевих ферм комбінованого стале-залізобетонного перекриття від розрахункового навантаження

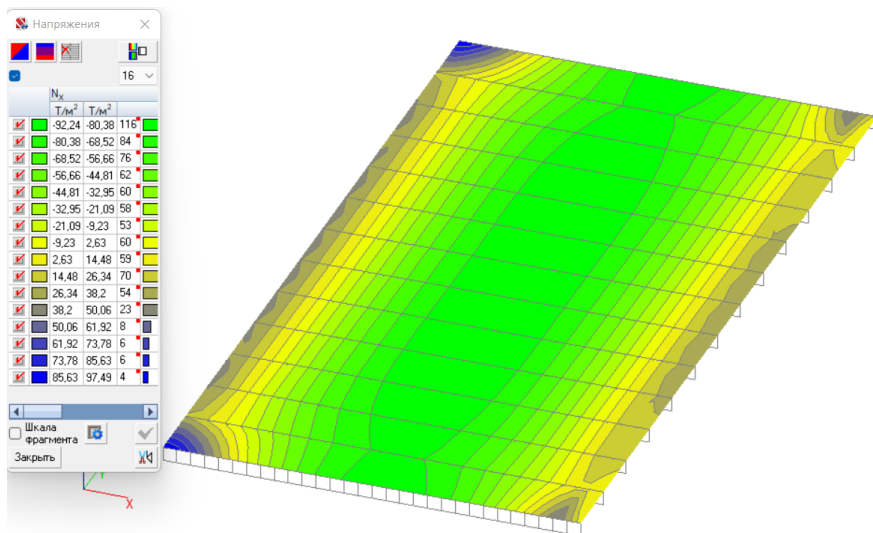


Рис. 3. Поля напружень в плиті комбінованого стале-залізобетонного перекриття

Для візуального сприйняття загального вигляду запропонованої та зведеної конструкції нижче приведені матеріали фотофіксації



Фото 1. Металеві ферми конструкції комбінованого сталеві-залізобетонного перекриття на стадії монтажу



Фото 2. Видгляд влаштованої сталеві-залізобетонної конструкції перекриття

## **Висновки.**

1. Запропонована стале-залізобетонна конструкція дозволяє здійснювати перекриття приміщень з великими прольотами, має оптимальний розхід матеріалів, влаштовується за більш короткий термін порівняно з іншими конструктивними рішеннями, має доволі просту технологію виробництва будівельних робіт.

2. Проведені розрахунки з використанням сучасних програмних комплексів співпадають з натурними вимірюваннями прогинів влаштованого перекриття.

- [1]. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування»/ Мінрегіонбуд.- Київ.- 206 с
- [2]. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»/ Мінрегіонбуд,-Київ.- 73 с.
- [3]. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Експериментальні дослідження і використання на практиці плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками. Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури. 2011. Вип. 2011-4 (90).- С. 121–129.

## **ARRANGEMENT OF LARGE FLOOR COVERING WITH THE USE OF COMBINED STEEL REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**

*A reinforced concrete structure has been proposed and implemented at construction sites, which allows to cover rooms with large spans*

УДК 624.04

## **ПРО ВПЛИВ ТИПУ СТАЛЕВОЇ ФІБРИ НА МІЦНІСТЬ ФІБРОБЕТОНУ**

**Сур'янінов М.Г., Головата З.О., Корнєєва І.Б., Кириченко Д.О.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури

У роботі наведено результати дослідження впливу типу сталевої фібри на кубикову міцність фібробетону та його міцність на розтяг при розколюванні. Усі дослідження проводились у лабораторії кафедри будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури. Загальний обсяг фібри становив 1% обсягу суміші. Цей обсяг був визначений як оптимальний під час попередніх досліджень авторів. Випробувано 18 серій кубів розмірами 100x100x100, у кожній серії по 4 куби

з різним фібровим армуванням: 0 – без фібри, 1 – анкерна, 2 – плющена, 3 – хвильова (рис. 1), витриманих 28 діб.

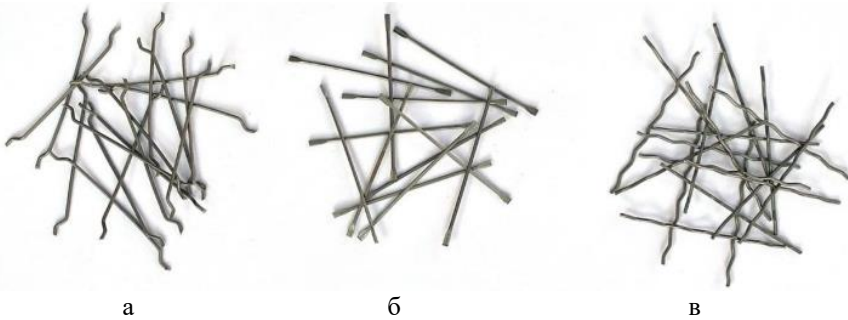


Рис. 1. Фібра: а – анкерна, б – плющена, в – хвильова

Половина зразків випробувана на розколювання, половина – на стиск. Технологія виготовлення кубів відповідає нормативним документам. Розміри великого наповнювача – до 10 мм, бетон класу С20/25. Випробування кубічних зразків показали, що здатність сталевіробетону при розколюванні істотно зростає в порівнянні зі звичайним бетоном. Цей ефект залежить від виду фібри.

Характер руйнування зразків із чистого бетону та з дисперсним армуванням істотно відрізняється. Після завершення випробувань бетонний зразок розколюється на дві частини, а у фібробетонного це не спостерігається (рис. 2).

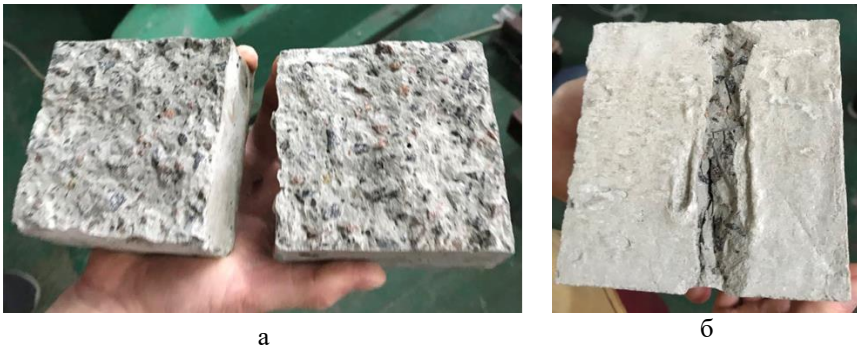


Рис. 2. Вид зразків після випробувань на розколювання: а – бетонний; б - фібробетонний

При розколюванні збільшення несучої здатності практично однаково при армуванні анкерною та плющеною фіброю – 22,82 % та 21,84 % відповідно та лише 9,59 % – при використанні хвильової фібри.

Характер зміни величини руйнівного навантаження при випробуваннях кубів на розколювання залежно від наявності та виду фібрового армування показаний на рис. 3, 4.

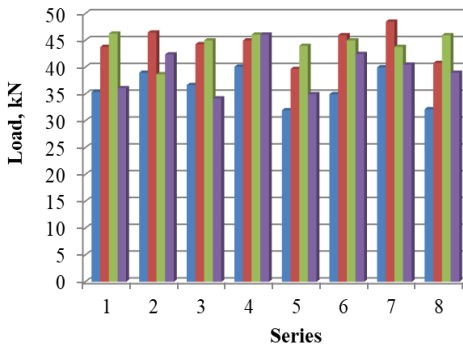


Рис. 3. Зміна руйнівного навантаження при випробуваннях кубів на сколювання

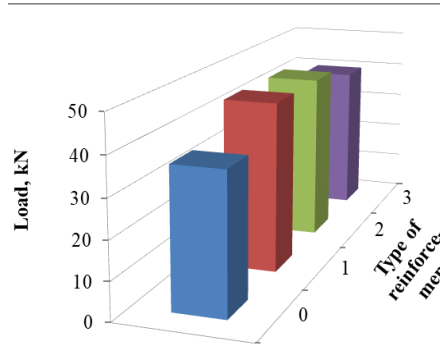


Рис. 4. Зміна середнього руйнівного навантаження при випробуваннях кубів на сколювання

При випробуваннях бетонних кубів на стиск на певному етапі спостерігалось їхнє повне руйнування, а при аналогічних випробуваннях фібробетонних кубів повне руйнування не відбувається, куб залишається єдиним масивом.

Несуча здатність при стисканні фібробетонних зразків збільшується меншою мірою і практично не залежить від виду фібри. Тут це збільшення склало 13,01% для анкерної фібри, 12,83% – для плющеної та 11,47% – для хвильової.

Наявність фібри у складі бетону змінює характер руйнування зразків. Замість миттєвої крихкої руйнації спостерігається повільно поточний процес, і зразок не розпадається на окремі частини, а залишається єдиним масивом з наскрізними тріщинами, що від остаточного руйнування утримують волокна фібри. Отримані якісні та кількісні результати дозволяють стверджувати, що дисперсне армування найефективніше за наявності в бетоні розтягуючого напруження. Для такого армування можна рекомендувати анкерну або плющону фібру.

[1] Patil Shweta, Rupali Kavilkar. Study of Flexural Strength in Steel Fibre Reinforced Concrete. International Journal of Recent Development in Engineering and Technology. Volume 2, Issue 5, May 2014. P. 13-17.

[2] Zhu, H., Li, C., Gao, D., Yang, L., & Cheng, S. (2019). Study on mechanical properties and strength relation between cube and cylinder specimens of steel fiber reinforced concrete. Advances in Mechanical Engineering, 11(4), 168781401984242. doi:10.1177/1687814019842423

[3] Neutov S.F., Boyadzhi A.A., Korneeva I.B. Opredelenie osnovnyih fiziko-mekhanicheskikh harakteristik stalefibrobetonnoy smesi optimalnogo sostava / S.F. Neutov,



A.A. Boyadzhi, I.B. Korneeva // World science, Warsaw, Poland. № 5 (33), vol. 2, may 2018, p. 26-30.

[4] Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. ДСТУ Б.В.2.7-214:2009. – [чинний від 2009-12-22]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с. (Національний стандарт України).

## **ON THE INFLUENCE OF THE TYPE OF STEEL FIBER ON THE STRENGTH OF FIBER CONCRETE**

*The paper presents the results of a study of the influence of the type of steel fiber on the cubic strength of fiber-reinforced concrete and its tensile strength during splitting. All studies were carried out in the laboratory of the Department of Structural Mechanics of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture.*

УДК 544.77:66.063.6(063)

## **MODELING THE CHARACTERISTIC FEATURES OF THE PROCESSES OF STRUCTURE FORMATION IN SOME BUILDING COMPOSITES**

**Trofimova L.E., Candidate of Technical Sciences, Associate Professor**  
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

The technology for obtaining a wide variety of building materials is characterized by a number of general and typical processes associated with the interaction and mutual distribution of dispersed phases including mixing, transportation, compaction, decompaction, deformation of dispersed systems, which are inevitably accompanied by the formation and disintegration of dispersed structures [1]. In this regard, the optimization of the composition and production modes of most building composites is inextricably linked with theoretical and experimental studies in the field of rheology of the initial dispersed systems.

A significant amount of accumulated experimental results testifies to the presence of the effect of super-anomaly of viscosity, which is characteristic both for disperse systems and for polymeric materials. This effect is manifested in the flow curves in the form of a jump-like decrease in shear stress with increasing strain rate or in the form of hysteresis loops in the curves of the change in effective viscosity as a function of shear stress. Understanding the nature of the anomalous rheological behavior of dispersions opens up the potential of realizing the optimal dynamic state of the system and the corresponding level of isotropic destruction of the structure, which is practically significant for solving many technological problems of obtaining composite materials with desired properties.



It is suggested that the evolution of a system with one variable of state can always be described using a certain potential, in particular, the canonical potential function of «ruffle» type with standardized geometry [2, 3]. This model possess structural stability («rougliness»), i.e., the ability to conserve qualitative features at slight or often substantial changes of any parameters and, hence, they reflect a certain extreme regime of behavior in the systems studied.

As shown in [4, 5], the standard *S*-shaped curve of stationary states may be considered as an adequate model of anomalous phenomena observed during the evolution of disperse systems under dynamic conditions.

In particular, similar patterns of an extreme nature were also found [6] when studying how rheology of aqueous dispersions of calcium bentonite of a coarse-dispersion phase is influenced by quartz sand with different grain sizes. The influence of the volumetric concentration  $\varphi$  (10, 30 and 50%) of a coarse-dispersion filler 0,22 mm upon the size on the configuration of the graphical dependences of the torque  $M$  on the inner cylinder of the rotary viscometer «Reotron» depending on the number of revolutions  $n$  of the outer cylinder was considered. Comparison of the results obtained confirmed the assumption of a significant change in the rheological behavior of the compositions with an increase in  $\varphi$ , which manifested itself in the qualitatively different nature of the experimental curves. The geometry of the curve with a clear *S*-shape can be explained by the formation of slip zones in the system being deformed with an increase in the content of the coarse-dispersion phase up to 50%. Similarly, anomalous effects (but in the region of higher  $\varphi$ ) were recorded for dispersions containing a coarse-dispersion filler with a particle size of 0,05 mm. According to the above, it is assumed that the pronounced specificity inherent in the totality of the considered graphical dependencies allows us to interpret each of them as a cross-section of the «ruffle» catastrophe at a certain value of  $\varphi$ . The possibility of such a model generalization testifies to the general nature of the phenomenon under consideration.

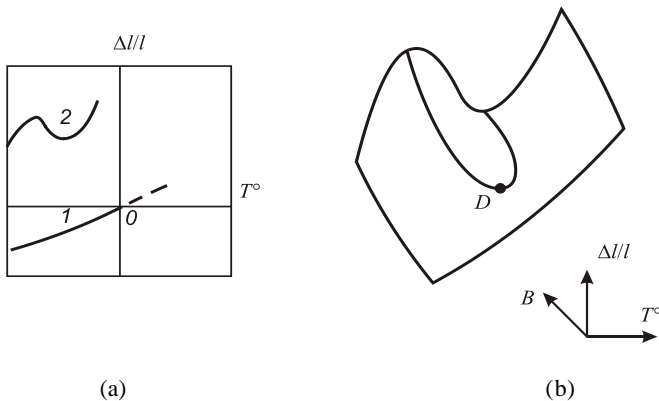
It should be noted that, along with the above *S*-shape, the pattern of development of the anomaly in the flow process of dispersed systems can also take the form of *N*-shaped kinks in the experimental graphs. The class of *N*-shaped dependencies is a simpler (in the sense of a standardized interpretation) case; in this situation, obviously, the «fold» catastrophe is applicable. In this regard, the results of studying the rheological properties of concrete mixtures using a technical vibro-viscometer published in [7] are indicative. This work presents the dependences of the vibro-viscosity of the concrete mixture  $\eta$  upon the frequency  $n$  and the vibration amplitude  $A$  for different values of the water-cement ratio  $W/C$ . Experimental rheological curves ( $W/C = 0.41$ ), which differ in the degree of change in wave-like behavior with increasing  $A$ , can be informatively considered as cross-sections of «fold» catastrophe. In this case, vibro-viscosity acts as a state variable, while frequency and amplitude act as control parameters. It should be emphasized that at the smallest value of the amplitude of the superimposed oscillations, the  $\eta$  ( $n$ ) dependence is characterized by the presence of a minimum

and a maximum, apparently due to self-organization processes. With increasing  $A$ , these points gradually converge and the graphs take on a less extreme form. Based on the configuration of the model surface, it should be assumed that there is a certain value  $A = A_{cr}$ , at which the singular points merge into one fold point  $D$ , which separates functions of two qualitatively different types. A similar description is probably appropriate when analyzing two graphical dependencies when  $W/C = 0,41$  and  $W/C = 0,54$ . The governing parameter in this case is the water-cement ratio  $W/C$ . There is a tendency towards a decrease in the slope of the dependence with an increase in the water-cement ratio. To explain the observed effect of a decrease in the vibro-viscosity of a concrete mixture with a change in the frequency and amplitude of oscillations, it seems quite reasonable to use the assumption of an increase in the degree of non-equilibrium of the system and the corresponding crushing of the structure. The qualitative correspondence of the model surface to the known experimental curves is very meaningful, since it leads to the conclusion that the nature of the dependences presented has a well-defined regularity.

It also seems to be expedient to describe and analyze from the above standpoint the kinetic curves of the structure formation of solidifying disperse systems. In the initial stages of the process of spontaneous evolution of these systems, there occur qualitative jumps registered on the plots of such kinetic characteristics as fast elastic deformation modulus, resonance frequency, and limiting shear stress. The effective theoretical description of such transitions is hindered, since the structure formation of disperse composite materials is continuous processes of dissolution, solvation, coagulation, etc. that are superimposed on one another. From the point of view of synergetics, solidifying disperse composites are interpreted [2] as complex nonequilibrium physicochemical systems whose development is accompanied by a self-organization of dissipative structures. Therefore, to reveal the general laws of the behavior of such systems, it is expedient to use [3, 4] the approach based on the possibility of modeling the transition of smooth quantitative changes to qualitative ones, i.e., the theory of catastrophes. Such an interpretation is not inconsistent with the physical meaning given for the standard model description.

It should be emphasized that the previously considered N- and S-shaped kinks are inherent not only in rheological and kinetic curves, but also in a number of graphical dependences experimentally obtained in studying various properties of building materials. In this regard, it seems quite probable that a topological approach may be used to interpret some nontrivial experimental data.

The dependences of temperature deformations of dry and wet concrete also have a qualitatively different character [8]. Dry concrete shortens during cooling according to curve 1 in fig. 1, a, its thermal deformation is characterized by a coefficient of linear thermal expansion. Curve 2 of temperature deformations of



**FIGURE 1.** Curves of thermal deformation of fine-grained concrete: 1 – dry sample, 2 – sample saturated with water during freezing (a); transformation of temperature deformation curves of fine-grained concrete with increasing water saturation  $B$  (the «fold» model) (b)

wet concrete has an anomalous configuration, since the pressure of water freezing at  $-7,5^\circ\text{C}$  in large capillary pores causes a jump-like elongation of the sample. The second maximum on curve 2 is caused by freezing of water in smaller pores during severe frost ( $-47^\circ\text{C}$ ). Elongation indicates that the phase transition of water into ice causes internal expanding stresses in the pores' walls. Comparison of graphs from [8] with the outlines of the models «fold» revealed their satisfactory convergence (Fig. 1, b). Apparently, the fold point  $D$  corresponds to the degree of water saturation of the sample at which the features of the development of deformation begin to appear when freezing a moist porous material.

Thus, the experimentally discovered regularities considered above, despite diversity of types of control parameters, may be described from a single point of view and in a single topological scheme. In the future, the use of this approach would be expedient to be extended to a wider range of problems in building materials science related to the variety of phenomena which have not yet been studied enough.

[1] N.B. Uriev, *Technology of Dispersed Systems and Materials: Physicochemical Dynamics of Structure Formation and Rheology* (Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, Germany, 2017), p.192.

[2] G. Nicolis and I. Prigogine, *Self-Organization in Non-Equilibrium Systems* [Russian translation] (Mir, Moscow, 1979), p. 512.

[3] T. Poston and I. Stewart, *Catastrophe Theory and Its Applications* [Russian translation] (Mir, Moscow, 1980), p. 608.

[4] L.E. Trofimova and N.B. Uriev, *Modeling of Structure Formation of Disperse Systems and Materials* (Astroprint, Odessa, 2011), p. 36.

[5] L.Trofimova, «Modeling and Optimization of Technology and Physics-mechanical Properties of Composite Materials», *Key Engineering Materials* **864**, 59–65 (2020).

[6] V.N. Tarakanov, N.B. Uriev, Ya.P. Ivanov and R. Kozilkova, «Effects of Coarse Particles on the Rheology of Highly Concentrated Suspensions», in *Proceedings of the 5th National Conference on Mechanics and Technology of Composite Materials (1988)*(Sofia, 1988), pp. 436–443.

[7] L.A. Faitelson, «To Determination of the Rheological Characteristics of Concrete Mixtures», *Researches on Concrete and Reinforced Concrete, Acad. Nauk Latv. SSR*, **5**, 61–77 (1960).

[8] G.I. Gorchakov, L.P. Orentlikher, V.I. Savin, V.V. Voronin *et al.*, *The Composition, Structure and Properties of Cement Concrete*, edited by G.I. Gorchakov (Stroyizdat, Moscow, 1976), p. 145.

## **МОДЕЛИРОВАНИЕ ХАРАКТЕРНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ ПРОЦЕССОВ СТРУКТУРООБРАЗОВАНИЯ В НЕКОТОРЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПОЗИТАХ**

*Предложено описывать и анализировать реологические кривые, имеющие S- и N-образные изломы, стандартными моделями типа «сборка» и «складка». Выявлено, что результаты исследования температурных деформаций сухого и влажного мелкозернистого бетона также иллюстративны с позиций привлекаемого подхода. Показано, что предложенное модельное представление, несмотря на разнотипность исследуемых систем, объединяет отдельные нетривиальные экспериментальные эффекты в некую общую закономерность.*

УДК 628.355.2

## **ВСТАНОВЛЕННЯ ОПТИМАЛЬНИХ КОНЦЕНТРАЦІЙ ПЕРОКСИДУ ВОДНЮ ПРИ ОЧИЩЕННІ ВИСОКОКОНЦЕНТРОВАНИХ СТІЧНИХ ВОД ЗА ФЕРМЕНТАТИВНОЮ АКТИВНІСТЮ АКТИВНОГО МУЛУ**

**Цитлішвілі К.О., PhD, викладач**

Національний університет цивільного захисту України, м. Харків  
E-mail: soroka.soroka2@gmail.com

Для встановлення оптимальних концентрацій реагенту пероксиду водню були проведені дослідження, які спрямовані на визначення впливу різних концентрацій реагенту на ферментативну активність мікроорганізмів активного мулу. Під впливом різних хімічних речовин ферментативні процеси можуть активуватися або пригнічуватися. Розчин пероксиду водню є міцний окиснювач, якій в певних концентраціях може насичувати водне середовище розчиненням киснем і стимулювати окислювально-

відновлювальні процеси під час клітинного метаболізму, але в певних концентраціях може бути токсикантом відносно організмів активного мулу і пригнічувати (інгібувати) ферментативну систему. Ферментативну активність бактерій визначали за комплексом ферментів дегідрогеназ (ДГА), які каталізують метаболізм бактерій. Для орієнтовної оцінки окислювальної здатності активного мулу (при щільності мулу ~ (4 – 6) г/дм<sup>3</sup>) за показником ДГА використовували п'ятибальну шкалу:

Оцінка ДГА	Забарвленість	Бали
Дуже велика	Темно-червона	5
Велика	Червона	4
Задовільна	Світло-червона	3
Незадовільні	Світло-рожева	2
Дуже низька	Сліди забарвленості	1
Активність відсутня	Прозора	0

Для встановлення оптимальних концентрацій пероксиду водню, при яких відбувається, з одного боку, окиснювання речовин, що важко розкладаються, а з іншого боку, не пригнічується ферментативна активність бактерій (ДГА), визначали вплив різних концентрацій пероксиду водню у двох серіях експерименту:

- при контактуванні розчинів пероксиду водню безпосередньо з біомасою мікроорганізмів активного мулу;
- при контактуванні активного мулу з модельним стоком (що імітує стічну воду, яка утворюється при виробництві молочної продукції), який попередньо оброблювався розчинами пероксиду водню.

Для визначення розчинів пероксиду водню, які пригнічують або стимулюють ДГА, готували наступні концентрації H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>, %: 3,5; 0,04; 0,03; 0,01; 0,005.

В першій серії експерименту для визначення впливу розчину H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> безпосередньо на мікроорганізми готували суспензію біомаси активного мулу (орієнтовно 4 – 5 г/дм<sup>3</sup>), яку в однакових обсягах переносились в шість пробірок. У кожену з п'яти пробірок із суспензією додавали відповідну концентрацію розчину пероксиду водню. В шосту пробірку (контрольна проба) розчин H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> не додавали. Далі, згідно експрес-методики, визначали ДГА, яку візуально оцінювали за інтенсивністю кольору розчину за п'ятибальною системою.

За «5» балів приймали варіант з найбільш інтенсивним червоним забарвленням, що відповідало високій ферментативній активності мікроорганізмів мулу, при якій в клітинах ефективно відбуваються біохімічні процеси.

Результати дослідження надані в табл. 1.

Таблиця 1

Оцінювання ДГА активного мулу під час його контакту з пероксидом водню

Концентрація $H_2O_2$ , %	Контрольна проба (без $H_2O_2$ )	3,5%	0,04%	0,03%	0,01%	0,005%
ДГА*, в балах	5	0	3	3	4	4

\* – за інтенсивністю кольору розчину, в балах

За 30 хвилин експозиції встановлено, що «5»-ти балам відповідала контрольна проба (біомаса А.М. без додавання  $H_2O_2$ ), як варіант з найбільш інтенсивним червоним забарвленням, що свідчило про велику ферментативну активність мікроорганізмів мулу, при якій в клітинах ефективно відбуваються біохімічні процеси.

За «0» балів оцінена проба, яка містила 3,5% - ний розчин  $H_2O_2$  (повна відсутність забарвленості), що свідчить про повне пригнічення ферментативної системи мікроорганізмів активного мулу під впливом цієї концентрації  $H_2O_2$ .

Забарвленість розчинів в пробах, які містили 0,04% і 0,03%  $H_2O_2$  була оцінена у «3» бали, що свідчить про гальмування окислювально-відновлених процесів в клітинах. Інтенсивність забарвлення в пробах з 0,01% і 0,005%  $H_2O_2$  відповідала «4» балам, але за добу контактування біомаси з  $H_2O_2$  інтенсивність забарвлення розчину збільшилася до максимальної і відповідала контрольній пробі.

У першій серії експерименту встановлено, що найбільш безпечними концентраціями  $H_2O_2$ , які не впливають негативно на ферментативну активність, є і 0,005% і 0,01%.

У другій серії експерименту визначали оптимальні концентрації пероксиду водню, якими оброблювали модельний стік (М.С.). Оброблений таким чином розчин додавали до активного мулу, в якому за експрес-методикою визначали ДГА і так само оцінювали за п'ятибальною системою. Термін контактування модельного стоку з  $H_2O_2$  складав 30 хвилин, а термін контактування активного мулу з модельним стоком, який був оброблений  $H_2O_2$ , складав ще 30 хвилин і добу. Далі, згідно з експрес-методикою, визначали ДГА, яку оцінювали за п'ятибальною системою. Для оцінювання окислювальної здатності різних концентрацій  $H_2O_2$  на модельний стік за добу в кожній пробірці визначали показник ХСК.

Результати дослідження надані в табл. 2, 3 і на рис.1.

З даних табл. 2 (пп. 3–6) видно, що модельний стік, який був оброблений пероксидом водню у концентраціях (0,03, 0,01, 0,005)% і потім доданий до суспензії активного мулу, не змінив ферментативну активність мікроорганізмів, яка була такою ж, як і в контрольній пробі (модельний стік с активним мулом, але без  $H_2O_2$ ). В пробі модельного стоку, обробленого концентрацією 0,04 %  $H_2O_2$ , ДГА декілька менша, ніж в контрольній пробі. Проте в пробі, обробленій 3,5%  $H_2O_2$ , ДГА майже відсутня.

Таблиця 2

Оцінювання ДГА активного мулу в пробах модельного стоку, обробленого різними концентраціями перексиду водню

Концентрація $H_2O_2$ в М.С., %	3,5	0,04	0,03	0,01	0,005	Контрольна проба (модельний стік з А.М. але без $H_2O_2$ )
<i>Номер проби</i>						
ДГА*, в балах	1	2	3	4	5	6
	1	4	5	5	5	5

\* – за інтенсивністю кольору розчину, в балах

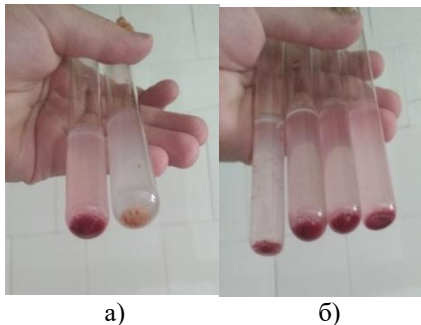


Рис. 1. Оцінювання ДГА активного мулу (А.М.) за інтенсивністю забарвленого формазану в модельному стоці

а) ліва пробірка – контрольна проба (модельний стік з А.М. але без  $H_2O_2$ ); права пробірка – модельний стік з А.М. і 3,5 %  $H_2O_2$ ; б) зліва направо пробірки з А.М. і  $H_2O_2$  в концентраціях 0,04%, 0,03%, 0,01% і 0,005%

За добу була оцінена ДГА у всіх досліджуваних пробах. Кількість червоного формазану пропорційна активності дегідрогеназ і напруженості окислювальних процесів в бактеріальних клітинах. Було відмічено збільшення інтенсивності забарвленості розчинів в пробах 2 – 5 (рис. 1.), що свідчить, про збільшення ферментативної активності мікроорганізмів мулу, з часом, при контакті з розчинами перексиду водню.

Оброблення модельного стоку перексидом водню у концентраціях 0,02% і 0,01% дозволило знизити ХСК у відповідних пробах на 12% (табл.3. пп. 4 і 6), але після додавання до цих проб суспензії активного мулу відмечено зниження ХСК відносно модельного стоку (контрольна проба) на 87% (табл. 3, пп. 5 і 7).

Таблиця 3

Динаміка ХСК модельного стоку (М.С.) після його оброблення перексидом водню ( $H_2O_2$ ) і активним мулом (А.М.)

Варіанти дослідів	М.С. (контр. проба)	М.С. + А.М.	М.С. + 0,02% $H_2O_2$	М.С. + 0,02% $H_2O_2$ + А.М.	М.С. + 0,01% $H_2O_2$	М.С. + 0,01% $H_2O_2$ + А.М.	М.С. + 0,005% $H_2O_2$	М.С. + 0,005% $H_2O_2$ + А.М.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ХСК, мгО/дм <sup>3</sup>	7600	2850	6650	950	6650	950	7600	3800
Ефект зниж. за ХСК, %		62	12	87	12	87	Не відзначено	50

В пробі модельного стоку, обробленого 0,005%  $H_2O_2$ , зниження ХСК не визначено (табл. 3, п. 8), а після додавання до цієї проби активного мулу загальний ефект зниження за ХСК склав 50% (табл. 3, п. 9).

Таким чином, на підставі отриманих даних, для наступних досліджень, була визначена оптимальна концентрація перексиду водню – 0,01%. Стічна вода оброблювалась розчином перексиду водню даної концентрації та надходила на біологічне очищення активним мулом в біодисковий реактор [2].

[1]. Методические рекомендации по определению дегидрогеназной активности при технологическом контроле за работой аэротенков. Министерство жилищно-коммунального хозяйства РСФСР Ордена Трудового Красного знамени, Академия коммунального хозяйства им. К.Д. Памфилова. – М. : 1978. – 15 с.

[2]. Спосіб дослідження якості біологічного очищення стічних вод з використанням комплексного лабораторного устаткування : пат. 142646 Україна : МПК (2006.01) C02F 3/02. № u 2019 10647 ; заявл. 28.10.2019 ; опубл. 25.06.2020, Бюл. № 12.

#### DETERMINATION OF OPTIMAL CONCENTRATIONS OF HYDROGEN PEROXIDE IN THE PURIFICATION OF HIGHLY CONCENTRATED WASTEWATER BY ENZYMATIC ACTIVITY OF SLUDGE

*To determine the optimal concentrations of hydrogen peroxide reagent studies were conducted to determine the effect of different concentrations of the reagent on the enzymatic activity of microorganisms in the sludge.*



## НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ БЕСШАРНІРНИХ КРУГОВИХ АРОК З БЕТОНУ І ФІБРОБЕТОНУ ПРИ ГІДРОСТАТИЧНОМУ ТИСКУ

Сур'янінов М.Г., Нсутов С.П., Лазарєва Д.В., Чучмай О.М.

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Аркові конструкції знаходять дуже широке застосування, оскільки при однаковій несучій здатності їх матеріалоємність значно менше, чим у балок і рам. Арки прості у виготовленні й монтажі. Їх виготовляють із різних матеріалів, найчастіше — із залізобетону. Обрис арки можна вибрати так, що згинальні моменти в перетинах будуть незначними, що мінімізує основний недолік бетону — погану роботу на розтягання.

Найбільш економічні й прості по конструкції безшарнірні арки. Недоліком їх, як відомо, є виникнення в перетинах додаткових згинальних моментів у випадку нерівномірного осідання або горизонтального зсуву опор, змін температури, а також від повзучості й усадки бетону.

Розрахунки залізобетонних арок звичайно проводяться в пружній постановці. Підвищення несучої здатності й тріщиностійкості арок представляється можливим шляхом використання нових матеріалів, зокрема, фібробетону, і побудови більш точних моделей роботи матеріалу й конструкції в цілому, що пов'язане з можливостями сучасного програмного забезпечення й експериментального моделювання.

Метою даної роботи є чисельне й експериментальне дослідження несучої здатності кругових бетонної й фібробетонної арок для одержання інформації про доцільність дисперсного армування.

Безшарнірні арки виготовлені з бетону С16/20; одна арка з неармованого бетону, а друга — з додаванням у суміш 1% сталеві анкерної фібри. Одночасно із цих замісів виготовлені зразки-куби з розміром ребра 10 см, які випробувані на стиск. Для реалізації схеми навантаження арок гідростатичним тиском розроблений стенд, що дозволяє визначати несучу здатність моделей арок. Навантаження прикладалося невеликими щаблями для детального вивчення процесу деформування. На кожному щаблі фіксувалися показання вимірювальних приладів, у якості яких використовувалися індикатори годинного типу й тензодатчики. Для комп'ютерного моделювання й чисельного аналізу методом скінченних елементів використана програма ПК ЛІРА-САПР.

Арка, представлена на рис. 1, обкреслена по дузі окружності. Стріла підйому –  $f = 100$  см, проліт –  $\ell = 200$  см. Поперечний переріз – прямокутне, висотою 6 см, шириною 12 см.

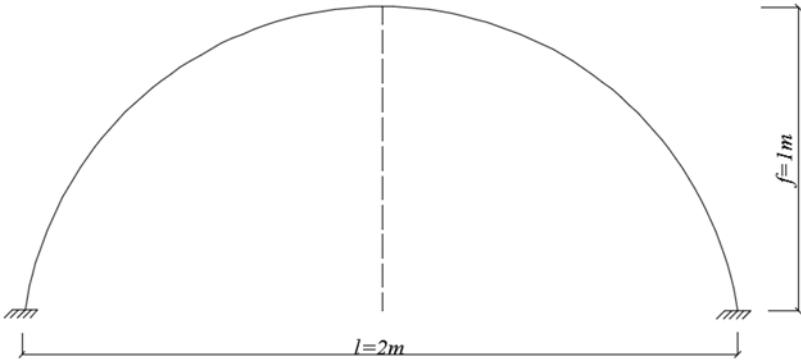


Рис. 1. Схема арки

Випробовувана арка встановлюється на балці навантаження, яка опирається на чотири опорні стійки. На бічних поверхнях арки наклеєні тензодатчики, закріплені індикатори, за допомогою яких у процесі навантаження відслідковуються деформації найбільш навантажених волокон матеріалу арки.

У процесі навантаження фіксується навантаження, що прикладається до арки, а також відповідні деформації, що виникають у бетоні. Навантаження прикладається шаблями. Кожний шабель закінчується витримкою тривалістю 5 – 8 хвилин з фіксацією всіх необхідних параметрів. Деформації вимірялися за допомогою тензодатчиків і індикаторів годинного типу із ціною розподілу 0,001 мм, базою 250 мм. База тензодатчиків – 50 мм. Перший і п'ятий тензодатчики (рис. 2) розташовані біля опор. Третій – посередині прольоту на рівні «замка», а другий і четвертий – симетрично на половині стріли підйому.

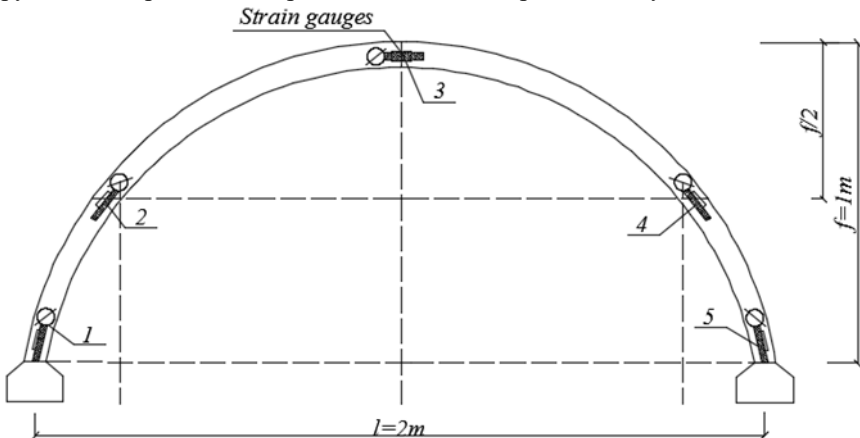


Рис. 2. Схема розташування тензодатчиків

Обчислення проводилися при величинах навантаження, відповідних до шаблів нагрюження в експериментальних дослідженнях. Несуча здатність бетонної арки в експерименті складала 360 кН, а фібробетонної – 400 кН.

Величини напружень в арках, певні в ПК ЛІРА-САПР при цих навантаженнях приблизно відповідали кубиковій міцності бетону (розбіжність – 5,2 %) і фібробетону (розбіжність – 4,9 %).

1. Смирнов А.Ф. Строительная механика. Стержневые системы / А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лашеников, Н.Н. Шапошников. – М.: Стройиздат, 1981. – 512 с.
2. Немировский Ю.В. Рациональное проектирование бетонной полукруговой арки. / Ю. В. Немировский, Д. В. Моховнёв, К. А. Соловьева // Новосибирск, 18–20 апр. 2018 г.: В 4 т. – Новосибирск: Изд-во НГТУ, 2018. – Т. 1. – С. 79–83.
3. Анциперовский Д.В. Рациональное проектирование железобетонных арок / Д.В. Анциперовский, Д.А. Жданов, С.А. Лузгин, Д.И. Игнатушин, А.А. Скурихина // Технадзор. № 12 (109). Екатеринбург, 2015. С. 176-177.
4. Jun Yang, Jianting Zhou, Zongshan Wang, Yingxin Zhou and Hong Zhang. Structural Behavior of Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete Thin-Walled Arch Subjected to Asymmetric Load. Hindawi Advances in Civil Engineering Volume 2019, Article ID 9276839, pages 1-12. <https://doi.org/10.1155/2019/9276839>.

#### **BEARING CAPACITY OF HINGEL-FREE CIRCULAR ARCHS OF CONCRETE AND FIBER CONCRETE AT HYDROSTATIC PRESSURE**

*The purpose of this work is a numerical and experimental study of the load-bearing capacity of circular concrete and fiber-reinforced concrete arches to obtain information about the feasibility of dispersed reinforcement. Hinged arches are made of C16/20 concrete; one arch made of unreinforced concrete, and the other with the addition of 1% steel anchor fiber to the mixture. To implement the scheme of loading arches with hydrostatic pressure, a stand has been developed that allows to determine the bearing capacity of arch models. The load was applied in small steps for a detailed study of the deformation process. At each step, the readings of measuring instruments were recorded, as which clock-type indicators and strain gauges were used. For computer modeling and numerical analysis by the finite element method, the PC LIRA-SAPR program was used.*

## ЗГИН ТРАНСТРОПНОЇ ПЛИТИ, ЧАСТКОВО ОПЕРТОЇ НА ПРУЖНУ ОСНОВУ

**Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ротко С.В., к.т.н., доц.,  
Шваб'юк В.В., к.т.н., доц., Лелик Я.Р., к.т.н., доц.**

Луцький національний технічний університет, м. Луцьк

[v.shvabyuk@gmail.com](mailto:v.shvabyuk@gmail.com)

Згин ізотропних плит на пружних основах під дією розподіленого навантаження розглянуто в обширних працях Б.Г. Коренєва і Є.І. Чернігов - ської [1], Я.С. Уфлянда [2], С.П. Тимошенка [3], В.З. Власова і М.М. Леонтьєва та інших [5-7]. Авторами згаданих праць проведено дослідження по визначенню максимальних напружень і переміщень у плитах, які пов'язані із розрахунками як тонких ізотропних пластин на основі гіпотез Кірхгофа, так і на основі рівнянь некласичної теорії згину П.М. Нагді [5] та рівнянь просторової задачі теорії пружності [6], так і уточненої теорії для трансверсально-ізотропних плит середньої товщини [7,8]. Порівняння отриманих результатів за різними моделями для випадків, коли прикладене навантаження зосереджене на малій ділянці за радіусом, показує, що одержані результати можуть різнитися між собою досить суттєво.

У даній роботі розглядається згин трансверсально-ізотропної плити у постановці плоскої деформації, коли її центральна область контактує із пружною основою Вінклера, а інша може бути зміщена у нормальному до поверхні напрямку. Такими плитами можуть бути плити дорожнього або аеродромного покриттів, або плити, які виконують певні утримувальні функції, під дією розподіленого чи зосередженого навантаження, із піднятими, на певну висоту  $\delta$ , краями. Контактні переміщення і напруження на поверхні розділу визначаються із урахуванням деформацій поперечного зсуву та обтиснення. Остання поправка відіграє основну роль при складанні розрахункових рівнянь і формуванні розв'язків такого типу контактних задач [9]. Відповідні числові результати, що не враховують названі поправки, можуть різнитися між собою у рази. Причиною може бути як ступінь їх урахування, так і характеристики самої основи – фундаменту.

Розглядається циліндричний згин трансверсально-ізотропної плити, шириною  $2l$ , що лежить на пружній основі Вінклера і по краях  $x = \pm l$  піднята на певну висоту  $\delta$  розподіленим уздовж її краю зусиллям  $P_1$ . Плита також знаходиться під дією власної ваги  $q = q^- = P/2l$ , де  $P$  – вага одиничної смужки плити і контактної тиску  $p(x)$ , що виникає між нижньою поверхнею плити та пружною основою в області її контакту.

У доповіді виходили зі співвідношень узагальненої моделі трансверсально-ізотропних плит [7,8], які стосовно до даного класу задач можна записати у вигляді:

а) розрахункових рівнянь згину:

$$D \frac{d^4 w}{dx^4} = (1 - \varepsilon_1 \frac{d^2}{dx^2} - \varepsilon_2 \frac{d^4}{dx^4}) q_2; \quad D \frac{d^2 w_\tau}{dx^2} = -\frac{5}{4} \varepsilon_\tau q_2, \quad (1)$$

$$\text{де } \varepsilon_1 = \frac{h^2}{10(1-\nu)} \left( 8 \frac{G}{G'} - 3\nu'' \right), \quad \varepsilon_\tau = \frac{0,8h^2 G}{(1-\nu)G'}, \quad q_2 = (q^+ + q^-),$$

$$\varepsilon_2 = \frac{0,1h^4}{2(1-\nu^2)} (1-\alpha) \cdot \frac{E}{E'}, \quad D = \frac{2Eh^3}{3(1-\nu^2)}; \quad \tilde{w} = w + \varepsilon_2 q_2 / D.$$

б) виразів для переміщень:

$$U(x, z) = u(x) - z \left( \frac{dw}{dx} - \frac{dw_\tau}{dx} \left( 1 - (1-\alpha) \frac{z^2}{3h^2} \right) \right) + \frac{(1-\alpha)}{8E'h} \frac{dq_2}{dx} z^3;$$

$$W(x, z) = w(x) + \alpha_z z \cdot \frac{q_1}{E'} + A' \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \cdot \frac{z^2}{2} + \frac{\alpha_z q_2 h}{16E'} \cdot B(z). \quad (2)$$

$$\text{Тут } B(z) = 6A_2 \frac{z^2}{h^2} - A_3 \frac{z^4}{h^4}; \quad A_2 = 1 + \frac{A'E'}{\alpha_z G'}; \quad A_3 = A_2 - \frac{\nu'' A'E'}{2\alpha_z G};$$

$$A' = \nu''(1-\nu); \quad \alpha = \nu'' G' / 2G, \quad \alpha_z = 1 - 2\nu' A', \quad \tilde{w} = w + 1,5\varepsilon_2 q_2 h / \tilde{E};$$

$$Q_x = K' \frac{dw_\tau}{dx}, \quad N_x = \int_{-h}^h \sigma_x dz = 2\tilde{E}h \frac{du}{dx} + 2A'hq_1, \quad M_x = \int_{-h}^h z\sigma_x dz =$$

$$-D \frac{d^2 \tilde{w}}{dx^2} - \varepsilon_1 q_2 - \text{поперечна і поздовжня сили та згинальний момент у}$$

плиті;  $u, w$  – тангенціальне та вертикальне переміщення серединної поверхні плити.

Розглянуто два випадки розв'язку задачі: а) коли у розрахункових рівняннях згину враховуються усі поправки до теорії Кірхгофа; б) коли у розрахункових рівняннях згину не враховується деформація поперечного обтиснення. Дається аналіз цих розв'язків. Отриманий у другому випадку вираз для контактної тиску між жорстким фундаментом і частиною поверхні плити повторює (із урахуванням залежностей між фізичними сталими) вираз для контактної тиску в ізотропній балці, одержаний В.І.

Феодосьевим [10]. Показано, що такого типу розв'язки не відповідають фізичному змісту задачі і користуватися ними не бажано. У доповіді, в обох випадках, одержано також трансцендентні рівняння для визначення величин областей контакту в плиті.

1. Коренев Б.Г., Черниговская Е.И. Расчёт плит на упругом основании. М.: Госстройиздат, 1962. 355 с.

2. Уфлянд Я.С. Интегральные преобразования в задачах теории упругости. М.-Л.: Изд-во АН СССР, 1963. 402 с.

3. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. М.: Физматгиз, 1963. 635с.

4. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, пластины и оболочки на упругом основании. М.:Госфизматлит, 1960. 491 с.

5. Пистер К., Вестман Р. Изгиб пластинок на упругом основании // Труды Америк. Об-ва инж. механиков. Сер.Е. Прикл. механика. 1962. №2. С.165-171.

6. Безелянский В.В. Расчет бесконечной плиты на упругом основании по схеме осесимметрической задачи без гипотезы прямых нормалей // Проектирование и Эксплуатация аэропортов. Труды ГосНИИ гражданской авиации. 1980, № 196. С.3-7.

7. Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Бондарський О.Г., Шваб'юк В.В. Уточнений розрахунок композитних плит на пружних основах за дії локальних навантажень // Механіка та математичні методи: науковий журнал. Одеса: ОДАБА, 2019. Том 1. Вип. №1. С. 35-45.

8. Shvabyuk V. I., Rotko S. V., Fedorus Yu. V., Shvabyuk V. V. Influence of Transverse anisotropy and Type of Boundary Conditions on the Stress State of a Circular Transtropic Plate // Strength of Materials, vol. 53, p. 440–448 (2021).

9. Shvabyuk V.I., Pasternak Y.M., Rotko S.V., Refined solution of the Timoshenko problem for anisorthotropic beam on a rigid base // Materials Science, Vol. 46, No.1. 2010. pp. 56- 63.

10. Феодосьев В.И. Избранные задачи и вопросы по сопротивлению материалов. М.: Наука, 1973. 400 с.

11. Kovalchuk S.B., Gorik A.V. Major stress-strain state of double support multilayer beams under concentrated load. Part 1. Model construction // Journal of mechanical engineering, 2018. Vol. 21. Iss. 4. P. 30-36.

12. Крутий Ю.С., Сур'янінов М.Г. Аналітичний розв'язок задачі про вільні коливання пластини, що лежить на змінній пружній основі // Міжвузівський збірник «Наукові нотатки». Луцьк, 2016. № 1 (53). С. 84 – 92.

## **BENDING OF TRANSTROPIC PLATE WHICH IS PARTIALLY ON AN ELASTIC BASIS**

*The cylindrical bending of a transversely isotropic plate is considered, when its central region is in contact with the Winkler elastic base, and the other can be shifted in the direction normal to the surface of the plate. The solutions of the problem are obtained taking into account and without taking into account the deformation of the transverse compression. The analysis of the obtained results is performed.*

## **USING THE ROTOR ANGULAR VELOCITY CHANGE MODE TO INCREASE THE LATITUDE GYRO ACCURACY**

**M.S.Yurov, student, V.M.Fedorov, candidate of technical sciences,  
N.I.Shtefan, candidate of technical sciences**  
National Technical University of Ukraine  
«Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute», Kyiv  
[iurov2003@ukr.net](mailto:iurov2003@ukr.net)

Navigation of moving objects using inertial navigation systems is impossible without knowing the geographical coordinates of the starting point [1,2,3]. The problem of determining the latitude and longitude of a place can be solved using astronomical navigation methods [4] and methods using the global positioning system [5]. The disadvantages of these methods include the following: the former are significantly dependent on weather conditions, while the latter are not autonomous. These shortcomings are deprived of a gyroscopic device - latitude gyro, which is a two-degree gyroscope, the principle of operation of which is as follows. If the axis of the gyro motor suspension is installed in a horizontal plane (this requires a gyroscopic vertical) in the direction "west-east" (this requires a heading gyro), the axis of rotation of the rotor gyro-latitude is set along an axis parallel to the axis of rotation of the Earth. The angle between the specified axis and the direction to the North represents the latitude of the location of the instrument [6]. In [7], it is indicated that the presence of a constant uncontrolled harmful moment around the axis of the gyro motor suspension leads to an error in determining the latitude of the place and constructive ways to deal with this error are indicated.

Indeed, a constant uncontrolled moment around the axis of the gyromotor suspension shifts the equilibrium position of the oscillations of the moving part of the latitude gyro by a value directly proportional to the indicated unknown moment. And according to the principle of operation of the device, by observing the movement of its moving part, it is possible to determine the angle between the initial position of the axis of rotation of the rotor and the center of oscillation. Therefore, with this approach, it is not possible to separately calculate the initial position of the rotor rotation axis and the position of the center of oscillation of the device.

The purpose of this report is to develop an algorithmic method for compensating the above error, which is based on the use of the mode of changing the speed of rotation of the rotor latitude gyro. The assumption that the use of a variable speed of rotation of the rotor will determine the initial position of the rotor axis and the position of the oscillation center separately from each other is based on the following. At a constant value of the kinetic moment, the center of

oscillation of the device does not move during the measurement process. When the angular momentum changes according to a known law, the position of the center of oscillations also changes according to the same law. Thus, during one measurement it is possible to determine both the magnitude of the uncontrolled harmful moment and the initial position of the main latitude gyro axis.

The report presents the equations of motion of the axis of rotation of the rotor at a variable angular velocity of its rotation. Possible options for changing the rotation speed are discussed: the acceleration of the rotor and the so-called “run-out” of the rotor. It is argued that the operation of the rotor acceleration in the traditional technique is ballast, so the use of the rotor acceleration time for collecting information will lead to a reduction in the measurement time. However, another option is also interesting, the rotor is accelerated impulsively (for example, by a squib), the gyromotor is hung out in the housing in a non-contact manner (there is no need for power supply to the rotor!), and the information is collected during a natural decrease in the rotor speed (this mode is called the “run-out” mode rotor). This report considers this option.

The equation of motion assumes an exponential drop in the speed of rotation of the rotor as the most consistent with the actual process of “run-out” of the rotor. The exact solution of the equation in Bessel functions is found and it is shown that during one measurement it is really possible to find separately the initial position of the rotor axis and the value of the constant harmful moment acting around the axis of the gyromotor suspension.

Machine simulation of the proposed technique was carried out. In the course of its nominal value of the kinetic moment of the rotor and its damping function, the angular velocity of the Earth's rotation and the moment of inertia of the moving part of the device were considered known values. Without loss of generality, it was assumed that the initial angular velocity of the moving part of the device was equal to zero. The unknown values were considered to be the initial deviation of the instrument rotor axis relative to the axis parallel to the Earth's rotation axis and the value of the constant uncontrolled moment around the suspension axis latitude gyro. As a criterion for the discrepancy between the movement of the latitude gyro simulator and its mathematical model, the minimum of the sum of squares of the corresponding "inconsistencies" reduced to one measurement was taken. The problem of searching for unknowns was solved by the method of successive approximations. The results of the first three approximations given in the report fully confirmed the efficiency of the proposed technique.

1. Meleshko V.V. inertial navigation systems. Initial exhibition. - K. : Korneichuk, 1999. - 126 p.
2. Titterton D.H., Weston J.L. Strapdown Inertial Navigation Technology. – Stevenage: Institution of Electrical Engineers, 2004, Series 17. – 558 p.
3. Avrutov, V. V. Initial exhibition of the course-vertical / V. V. Avrutov, D. V. Bugaev, V. V. Meleshko // Naukovi visti NTUU "KPI" : international scientific and technical journal. - 2018. - No. 1 (117). – P. 38–44. – Bibliography: 19 titles. <https://doi.org/10.20535/1810-0546.2018.1.112794>



4. Kondrat A.I., Mitina A.A., Oreshkin G.D., Shurov A.I. On the possibility of using astronomical navigation methods to ensure manned flights to the Moon. "Ideas and Innovations", v.6, No. 3, 2018, pp. 46-50.
5. Serapinas B.B. Global positioning systems. - М.: IKF "Catalog", 2002. - 106 p.
6. Avrutov V.V. Autonomous determination of the initial latitude using an inertial measuring module. Applied Mechanics, 2018, v.54, No. 5, p.116-122.
7. Lysov A.N., Vinichenko N.T., Lysova A.A. Applied theory of gyroscopes. Part 2. Tutorial. – Chelyabinsk: Publishing Center of SUSU, 2009. – 170 p.
8. Linnik Yu.V. The method of least squares and the foundations of the mathematical-statistical theory of observation processing. – М.: Fizmatgiz, 1958. – 334 p.
9. Kamke E. Handbook of Ordinary Differential Equations. - М.: "Nauka", 1971. - 576 p.

## **ВИКОРИСТАННЯ РЕЖИМУ ЗМІНИ КУТОВОЇ ШВИДКОСТІ РОТОРА ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ ГІРОШИРОТА**

*Метою даної роботи є розробка алгоритмічного методу компенсації вищевказаної похибки, який базується на використанні режиму зміни швидкості обертання ротора широтного гіроскопа. У роботі представлені рівняння руху осі обертання ротора при змінній кутовій швидкості його обертання. Обговорюються можливі варіанти зміни швидкості обертання: прискорення ротора і так зване «вибігання» ротора. Стверджується, що операція прискорення ротора в традиційній техніці є баластною, тому використання часу розгону ротора для збору інформації призведе до скорочення часу вимірювання. Втім, цікавий і інший варіант, ротор прискорюється імпульсно, гіромотор вивішується в корпусі безконтактно, і інформація збирається під час природного зниження частоти обертання ротора. У роботі розглядається цей варіант. Знайдено точний розв'язок рівняння в функціях Бесселя та показано, що під час одного вимірювання дійсно можна окремо знайти початкове положення осі ротора та значення постійного шкідливого моменту, що діє навколо осі підвіски гіромотора. Проведено машинне моделювання запропонованої методики. За критерій невідповідності руху широтного гіроскопа та його математичної моделі brano мінімальну суму квадратів відповідних «невідповідностей», зведену до одного вимірювання. Задача пошуку невідомих вирішувалась методом послідовних наближень. Наведені у звіті результати перших трьох наближень повністю підтвердили ефективність запропонованої методики.*

## **СТОЙКОСТЬ СВЧ-ПОГЛОЩАЮЩИХ ПОЛИМЕРНЫХ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ К ДЕЙСТВИЮ КОРРОЗИОННЫХ СРЕД И ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗОК**

**Гузий С.Г., к.т.н., с.н.с., Прихна Т.А., академик, д.т.н, проф.**

Институт сверхтвердых материалов им. В.Н. Бакуля НАН Украины, г. Киев

**Подгурская В.Я., к.т.н., с.н.с., Остап О.П., д.т.н, проф.**

Физико-механический институт им. Г.В. Карпенка НАН Украины, г. Львов

Согласно данным [1-5] электромагнитные волны и разнообразные излучения частотой до 10 ГГц, отходящие от бытовых и промышленных приборов [6], угнетают психологическое состояние людей и приводят к определенным психическим расстройствам [7]. Учитывая вышеизложенное, нами разработаны меры по уменьшению интенсивности высокочастотных колебаний от бытовых приборов на здоровье человека [8-10]. В основу этих мероприятий заложено создание экранов на основе жидких композиционных материалов в системе "Полимер - нанодисперсные порошки оксидов железа - углерод", способные гасить и поглощать электромагнитные излучения от бытовых и промышленных устройств частотами до 10 ГГц.

Однако мало освещенным является вопрос стойкости СВЧ-поглощающих полимерных композиционных материалов к действию коррозионных сред и циклических нагрузок. Решение этого вопроса и есть целью данных исследований.

Для получения СВЧ-поглощающих полимерных композиционных материалов (ПКМ) использовали: в качестве связующего – двухкомпонентный акрил-уретановый полимер производства «ИнтерГазСинтез» (г. Рубежное, Украина); в качестве функциональных наполнителей – нанопорошки оксидов поливалентного железа, полученных методом электро-эрозионного диспергирования (ЭЭД) в плазме опилок из стали Ст3 или Ст40 [9] (ИНМ НАНУ, Украина) и технический углерод (сажу); в качестве армирующих добавок – базальтовые волокна и стеклянные микросферы. Соотношение между основными компонентами в полимерном композиционном материале является предметом ноу-хау авторов и в данной статье не представлено. Смешивание жидких композиционных материалов осуществлялось при атмосферном давлении в лабораторной бисерной мельнице периодического действия с общим объемом рабочей чаши 1,2 л с рубашкой охлаждения. Мощность двигателя - 1,1 кВт, частота вращения - 1500 об/мин. Приготовленные суспензии ПКМ наносили валиком толщиной мокрого слоя 1,5 мм послойно на металлические подложки размером 5×5×25 мм. Сушку слоев покрытия проводили в течение 4-5 часов на воздухе при температуре 20 °С.

В данном эксперименте геометрию образца и конфигурацию опор для схемы его нагрузки четырехточечным изгибом (табл. 1) выбрали исходя из конфигурации опытного стенда и общих рекомендаций по соотношению размеров образца [11].

Таблица 1

Геометрия образца и элементы конфигурации опор согласно рис. 1, (размеры в мм)

$l_1$	$l$	$a$	$b$	$t$	$h$	$W$
90	80	30	20	18–18,5*	1	9–11*

\* Общий диапазон размеров. Для определения прочностных характеристик и усталости использовали индивидуальные размеры образцов.

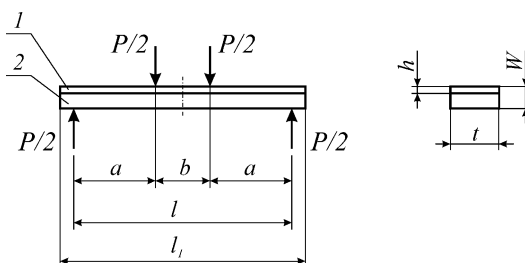


Рис. 1. Геометрия образца и схема его нагрузки четырехточечным изгибом: 1 – стальная подложка; 2 – ПКМ: P – нагрузка, l – расстояние между роликами нижних опор, b – расстояние между роликами нагрузочного пуансона, a – плечо нагрузки моментом сил, W – общая толщина композитного образца, t – ширина образца, l<sub>1</sub> – длина образца, h – толщина стальной подложки

Прогиб стального образца (подложки) из стали 08кп вычисляли по формуле [11]:

$$\delta^s = -\frac{Pl^3}{48EI} \left( 3\frac{a}{l} - 4\frac{a^3}{l^3} \right) \quad (1)$$

где P – нагрузка, l – расстояние между роликами нижних опор, a – плечо нагрузки моментом сил, E – модуль Юнга материала образца, I – осевой момент инерции образца (см. обозначение на рис. 1).

Погрешность измерений экспериментальных данных (относительно теоретически вычисленных) составляет ±2,5%.

На рис. 3 приведены диаграммы усталостных испытаний образцов ПКМ при циклической нагрузке четырехточечным изгибом в воздушной среде силовым и деформационным подходами. Как видно из рис. 3, зависимости

изменения прочности и деформаций при циклических испытаниях носят степенной характер и описываются уравнениями, в первом случае,  $y=314.42x^{0.447}$  при уровне достоверности  $R^2=0,9928$ ; во втором случае,  $y=2,5123x^{0.423}$  при уровне достоверности  $R^2=0,9961$ .

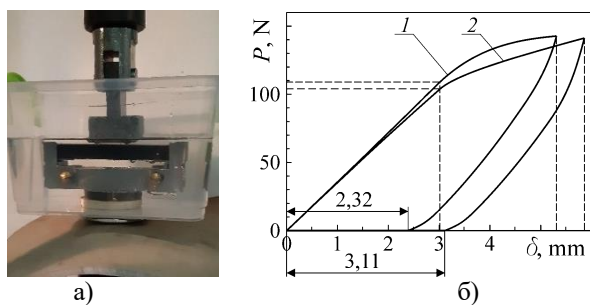


Рис. 2. Схема испытаний композитного образца четырехточечным изгибом (а) и диаграммы статической нагрузки-разгрузки (б) в воздухе (кривая 1) и 3% водном растворе NaCl (кривая 2)

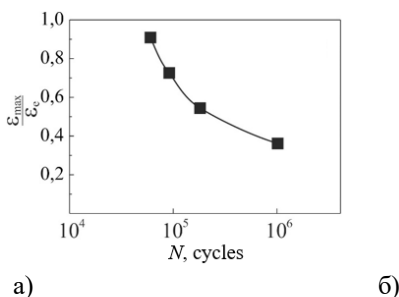


Рис. 3. Диаграмма усталости образцов ПКМ при циклическом нагружении четырехточечным изгибом на воздухе с силовым (а) и деформационным (б) подходами

Установлено, что при статической нагрузке в коррозионной среде (3% раствор хлорида натрия) целостность слоистого композита сохраняется в пределах упругого участка диаграммы нагрузки-перемещения по схеме чистого изгиба, когда отсутствует пластическая деформация металлического основания. Однако при ее наличии происходит расслоение композита.

При циклической нагрузке такое расслоение ускоряется. Долговечность (до расслоения) составляет  $6 \cdot 10^4$  циклов при размахе перемещения, что соответствует концу упругого участка диаграммы деформирования композита. Однако при размахе перемещения, отвечающего середине упругого участка диаграммы, покрытие сохраняет целостность на базе  $10^6$  циклов нагрузки.

Учитывая интенсификацию деградации покрытия при циклической нагрузке, необходимо в дальнейшем исследовать в этих условиях влияние

коррозионной среды на закономерности разрушения композита.

1. Meng W., Yuping D., Shunhua L., Xiaogang L., Zhijiang J. (2009). Absorption properties of carbonyl-iron/carbon black double-layer microwave absorbers. *J. Magn. Magn.Mater.*, **321**, 3442–3446.
2. Nortier, J. R., Van der Neut, C.A., Baker, D.E. (1987). *Microwave Journal*, **219**.
3. Perini, J., Cohen, L.S. (1993). *IEEE Transactions on Electromagnetic Compatibility*, **35**, 223.
4. Presque, J. J., Bouche, D. P., Mittra, R. (1992). *Microwave Theory and Techniques, IEEE Transactions on*, **40**, 1789.
5. V. Oliynyk et al. (2016). Optimization of multilayer electromagnetic shields: A genetic algorithm approach. *Materialwissenschaft und Werkstofftechnik*, **47**, 2-3, 263–271.
6. Ковнеристый Ю.К., Лазарева И.Ю., Раваев А.А. Материалы, поглощающие СВЧ излучение. - М.: Наука, 1982, 164 с.
7. Думанский Ю.Д., Сердюк А.М., Лось И.П. Влияние электромагнитных полей радиочастот на человека. – К: Здоровье, 1975, 125 с.
8. T. Prikhna, et al. (2018). Iron oxide nanopowder synthesized by electroerosion dispersion (EED) –Properties and potential for microwave applications. *Current Applied Physics*, **18**, **11**, 1410-1414. <https://doi.org/10.1016/j.cap.2018.08.006>.
9. Glyva, V., Bakharev, V., Guzii, S., et. al. (2021). Design of liquid composite materials for screening electromagnetic fields. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies: Technology organic and inorganic substances*, **3/6 (111)**, 25-31. doi: 10.15587/1729-4061.2021.231479
10. Прихна Т.О., Свердун В.Б., Моциль В.С., Гузій С.Г. Рідкі композиційні матеріали для захисту від побутових та промислових електромагнітних полів. Міжнар. наук. конф. “Матеріали для роботи в екстремальних умовах – 11”, 23 – 24 грудня 2021, Київ, НТУУ КПІ, 2021, с 143-147.
11. Писаренко Г.С., Яковлев А.П., Матвеев В.В. Справочник по сопротивлению материалов. - К: Наукова думка, 1975, 704 с.

## **RESISTANCE OF MICROWAVE ABSORBING POLYMERIC COMPOSITE MATERIALS TO THE ACTION OF CORROSIVE ENVIRONMENTS AND CYCLIC LOADS COMPARATIVE CHARACTERISTICS OF INTUMESCENT PAINTS FOR FIRE PROTECTION OF WOODEN STRUCTURES**

*The article discusses the resistance of microwave-absorbing polymer composite materials to corrosive media and cyclic loads, consisting of polyvalent iron oxide nanopowder, carbon black, aluminosilicate microspheres and cellulose fibers uniformly distributed in polyurethane-acrylthane polymer. The developed coating demonstrated high stability under static load in a corrosive environment (3% sodium chloride solution). The integrity of the layered composite was not within the elastic section of the load-displacement diagram according to the scheme of pure bending, when there is no plastic deformation of the metal base. Durability (before delamination) is  $6 \cdot 10^4$  cycles at the displacement range, which corresponds to the end of the elastic section of the composite deformation diagram, at the displacement range corresponding to the middle of the elastic section of the diagram, the coating retains integrity on the basis of  $10^6$  load cycles.*

## ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МОДЕЛЕЙ ПЛИТ ПОКРИТТІВ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКИХ АЕРОДРОМІВ В ЛАБОРАТОРНИХ УМОВАХ

**Янін О.Є., к.т.н., доцент, Ємел'янова Т.А., к.т.н., доцент,  
Новікова С.М., старший викладач**

Херсонський державний аграрно-економічний університет, м. Херсон  
[yanin\\_a@ukr.net](mailto:yanin_a@ukr.net)

Ефективність застосування жорстких покриттів зі збірних виробів на сільськогосподарських аеродромах потребує належного обґрунтування. Досвід їх практичного використання на аеродромах вимагає подальшого вивчення. Крім того, існуючі збірні конструкції, які застосовуються для будівництва покриттів аеродромів і доріг, в більшості випадків неефективні на аеродромах сільськогосподарської авіації з економічної точки зору. Тому використання нових будівельних матеріалів і розробка полегшених економічних покриттів зі збірних елементів для застосування їх на сільськогосподарських аеродромах заслуговує серйозного вивчення [1, 2].

Для дослідження роботи жорстких покриттів з шестиграних плит під навантаженням були проведені випробування моделей цих плит. У якості матеріалу для них використовувався бетон, виконаний на основі шлакопортландцементу марки 300. Для вибору оптимального складу цього матеріалу, з нього були виготовлені зразки, що мають форму куба, розмірами 10 x 10 x 10см, які випробовувались на міцність при стисненні у віці 1; 3; 7 і 28 діб [3].

Було проведено три серії випробувань з трьома групами зразків. Перша група виготовлялась з бетону без введення в нього пластифікуючих добавок, друга - з бетону з добавкою хлориду кальцію ( $\text{CaCl}_2$ ), а третя з добавкою суперпластифікатора нафталін - формальдегідного типу (С-3). Всі зразки тверділи в нормальних умовах при відносній вологості повітря 90-95%. При цьому зразки першої групи проходили попередньо термовологісну обробку в пропарувальній камері. Найвищу міцність на стиск мають зразки третьої групи, в які вводилися добавки суперпластифікатора С-3. Тому для виготовлення моделей плит був використаний бетон з цією добавкою.

Співвідношення між параметрами шестигранної плити і параметрами її моделі встановлені на підставі існуючих методів моделювання [4]. Бетонна плита покриття сільськогосподарських аеродромів має в плані форму правильного шестикутника зі стороною  $a = 1,54\text{м}$ . Розмір сторони моделі цієї плити прийнятий  $a_m = 0,375\text{м}$ . Тоді геометричний масштаб моделювання становить:

$$c_a = \frac{1,54}{0,375} = 4,107, \quad (1)$$

а масштаб товщини:

$$c_t = \sqrt[3]{c_a^4} = \sqrt[3]{4,107^4} = 6,5771. \quad (2)$$

Товщина моделі плити дорівнює:

$$t_M = \frac{t}{c_t} = \frac{10}{6,5771} = 1,5 \text{ см}, \quad (3)$$

де  $t = 10 \text{ см}$  - товщина бетонної плити покриття.

Величина розрахункового навантаження, що діє на бетонну плиту натуральної величини, дорівнює  $F_d = 3600 \text{ кгс} = 36 \text{ кН}$  [5]. Це навантаження рівномірно розподілене по площі кола радіусом  $R_e$ :

$$R_e = \sqrt{\frac{F_d}{\pi \cdot p_a}} = \sqrt{\frac{3600}{3,14 \cdot 3}} = 17,84 \text{ см}, \quad (4)$$

де  $p_a = 3,0 \text{ кгс} / \text{см}^2 = 0,3 \text{ МПа}$  - тиск в шинах коліс літака [5].

Величина навантаження на модель дорівнює:

$$F_{dM} = \frac{F_d}{\sqrt[3]{c_a^8}} = \frac{36}{\sqrt[3]{4,107^8}} = 0,832 \text{ кН}. \quad (5)$$

Радіус площі передачі навантаження на модель:

$$R_{eM} = \frac{R_e}{4,107} = \frac{17,84}{4,107} = 4,34 \text{ см}. \quad (6)$$

Моделі плит покриття укладались на попередньо зволожену піщану основу і завантажувались зосередженим навантаженням ( $F_d$ ) через штамп діаметром  $10 \text{ см}$  [6-7]. Для вимірювання прогинів ( $W$ ) в точках прикладання навантаження встановлювалися датчики годинного типу.

Всього було випробувано п'ять моделей плит. Дві з них завантажувалися центральним навантаженням, а три інших - навантаженням, прикладеним у куті. В процесі експерименту встановлено, що при завантаженні моделі плити центральним навантаженням, спочатку в ній з'являлися радіальні тріщини. Однак вони не приводили до втрати несучої здатності моделі, і навантаження можна було збільшувати далі. При подальшому зростанні навантаження відбувалось утворення кільцевих тріщин, що призводило до повного руйнування моделі плити.

При випробуванні моделей плит на кутове навантаження на їх верхній поверхні з'являлися тільки кільцеві тріщини. У якості руйнівного було прийняте таке навантаження, при якому на поверхні бетону відбувається поява першої волосної тріщини [6-7].

Момент її виникнення досить точно відповідає руйнівному навантаженню тільки при кутовому завантаженні моделі плити, тому що в цьому випадку верхня частина плити знаходиться в зоні розтягування. При центральному завантаженні моделі перша тріщина з'являється на її нижній невидимій поверхні, яка в цьому випадку потрапляє в розтягнуту зону. Тому про виникнення цієї тріщини можна судити лише за непрямыми ознаками, однією з яких є злам кривих залежності прогину від навантаження [7-9].

Встановлено, що зазначений злам має місце при навантаженні  $F_d = 3,0 \div 3,5$  кН. Однак і в разі центрального завантаження у якості руйнівного умовно прийняте навантаження, що відповідає появі першої тріщини на поверхні бетону.

Аналізуючи отриману залежність прогину моделі плити від центрального навантаження, можна відзначити, що при значеннях цього навантаження до  $3,0 \div 3,5$  кН має місце рівномірне зростання прогинів. При значеннях навантаження більше  $3,0 \div 3,5$  кН має місце різке зростання прогинів моделей плит, що є кінцевою стадією випробувань, коли на верхній поверхні плити утворюються радіальні і кільцеві тріщини. Відношення навантажень, відповідних першій стадії руйнування, що характеризується появою першої тріщини на нижній поверхні плити ( $F_{d1} = 3,0 \div 3,5$  кН), і другій стадії, при якій з'являється перша тріщина на верхній поверхні плити ( $F_{d2} = 3,5 \div 4,0$  кН), склало  $F_{d2} / F_{d1} = 1,15 \div 1,2$ .

При прикладанні навантаження до кута плити, перша волосяна тріщина на її верхній поверхні з'являється при навантаженні 3,0кН, про що свідчать злами на графіках залежності прогину від навантаження.

Руйнування центрально-навантаженої моделі плити відбувається при навантаженні, що перевищує в середньому в  $1,2 \div 1,3$  рази руйнівне навантаження при завантаженні кута моделі.

- [1]. Левицкий Е. Ф., Чернигов В.А. Бетонные покрытия автомобильных дорог.М.: Транспорт. 1981.286 с.
- [2]. Тимофеев А. А. Сборные бетонные и железобетонные покрытия городских дорог и тротуаров. М.: Стройиздат. 1968. 230 с.
- [3]. Испытания дорожно-строительных материалов. Лабораторный практикум/ И. М. Глушко, В. А. Золотарев, Н. Ф. Глушченков и др. М.: Транспорт. 1985.200 с.
- [4]. Степушин А. Л. Определение соотношения между параметрами плиты аэродромного покрытия и параметрами модели из того же материала // Труды МАДИ. Вып. 153.
- [5]. Арбузов Н.Т., Березин В.П., Ромашков В.М., Сардаров Г.М. Сельскохозяйственные аэродромы. М.: Транспорт. 1974. 176 с.
- [6]. Раев-Богословский Б.С., Глушков Г.И. и др. Жесткие покрытия аэродромов. М.: Автотрансиздат. 1961. 324 с.



- [7]. Изыскания и проектирование аэродромов: Учеб. для вузов/ Г. И. Глушков, В. Ф. Бабков, В. Е. Тригоны и др.; Под ред. Г. И. Глушкова, 2-е изд., перераб. и доп. М.: Транспорт. 1992. 463 с.
- [8]. Інженерні основи аеропортобудування: навч. посібник / О. І. Лапенко, О. В. Родченко, С. М. Скребнева та ін. К : НАУ. 2017
- [9]. Експлуатація аеродромів: підручник для студентів вищих закладів освіти/ М.Ф. Дмитриченко, М.М. Дмитрієв, І.П. Гамеляк, І.А. Рутковська, І.І. Попелищ, С.О. Кортічук. К.: НТУ. 2018. 420 с.

## **EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF MODELS OF AGRICULTURAL AERODROME PLATES IN LABORATORY CONDITIONS**

*The article presents the results of testing models of rigid pavements for agricultural airfields from hexagonal slabs in laboratory conditions. Models of slabs were made of concrete on the basis of Portland slag cement grade 300. The optimal composition of concrete was chosen. For this, samples were made, having the shape of a cube, with dimensions of 10 x 10 x 10 cm. They were tested for compressive strength at ages 1; 3; 7 and 28 days. The results of three series of experiments with three groups of samples are presented. The first group was made from concrete without the introduction of plasticizing additives into it, the second - from concrete with the addition of calcium chloride (CaCl<sub>2</sub>), and the third with the addition of the superplasticizer naphthalene - formaldehyde type (C-3). It was found that the highest compressive strength have samples in which additives of superplasticizer C-3 were introduced. Models of slabs were made of concrete with this additive. Relations between the parameters of a hexagonal plate and the parameters of its model are established on the basis of existing modeling methods. The results of tests of five models of plates are presented. Two of them were loaded with a central load, and the other three with a load applied in a corner. The analysis of the nature of the destruction of models under different loading methods is carried out. It has been established when the plate model is loaded with a central load, radial cracks first appear in it. However, they did not lead to the loss of the bearing capacity of the model, and the load could be increased further. With a further increase in the load, the formation of ring cracks occurred. This led to the complete destruction of the plate model. When testing plate models for an angular load, only ring cracks appeared on their upper surface. As a destructive load, such a load was taken at which the first hairline crack appears on the surface of the model. It is concluded the destruction of the centrally loaded model of the slab occurs at a load exceeding on average  $1.2 \div 1.3$  times the breaking load when loading the corner of the model.*

## **ЛАБОРАТОРНІ ВИПРОБУВАННЯ МОДЕЛЕЙ ДОРОЖНІХ ПЛИТ ІЗ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ**

**Сур'янінов М.Г., Нсутов С.П., Корнеєва І. Б., Кіріченко Д.О.**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

Дорожні плити є гарною альтернативою звичайному асфальтовому покриттю. Їх використовують для будівництва тимчасових та постійних доріг, аеродромів, складських та промислових майданчиків, а також там, де потрібно отримати міцне покриття, здатне у найкоротші терміни витримати вагу важкої техніки. Дорожні плити використовують і в приватному будівництві, наприклад, для облаштування території подвір'я.

Широке використання дорожніх плит у будівництві було розповсюджене через потребу постійного оновлення асфальтного покриття. Бетонні плити можуть прослужити близько 40 років без суворих деформацій. Максимальне навантаження на плити залежить від того, який бетон використовувався під час виробництва. Плити виробляються різних розмірів та форм, різної товщини, з різним типом армування та з використанням різних марок бетону. Безперечною перевагою бетонних дорожніх плит є можливість їх багаторазового використання. Якщо тимчасова проїжджа частина більше не використовується, її фрагменти демонтуються та вивозяться в інше місце для подальшого прокладання нової траси. Використані вироби лише візуально відрізняються від нових фрагментів. Показники довговічності залишаються постійними, а ціна вторинної сировини на 30–40% нижче ціни нової продукції. Це дозволяє знизити вартість нових доріг без шкоди для їхньої якості та довговічності.

Метою даної роботи є лабораторне дослідження моделей сталевібробетонних дорожніх плит для розробки рекомендацій щодо виготовлення повнорозмірних плитних конструкцій у комбінації арматурного каркасу із застосуванням сталевого волокна.

Серед теоретичних досліджень дорожніх плит знайшли відображення розрахунки плит дорожнього покриття на експлуатаційні навантаження за методикою Б. Н. Жемочкіна. Плити розраховуються як конструкції на пружній основі. В дорожніх плитах також розглядається вплив не тільки згинальних моментів і поперечних зусиль у двох ортогональних напрямках, а й крутних моментів. У цьому випадку неможливо уникнути спільної дії крутильного і згинального моментів. У зв'язку з цим рекомендується перевіряти несучу здатність плит для даного класу арматури і бетону на міцність за нормальними і похилими перерізами, а також на спільну дію крутильних і згинальних моментів.

При дослідженні тріщиностійкості в стандартах різних країн використовуються різні формули для розрахунку відстані між тріщинами та ширини розкриття тріщин, що виникають у згинальних елементах [1]. Більшість із цих формул засновані на аналізі результатів випробувань балок або односторонніх плит. Однак поведінка залізобетонних плит з двостороннім армуванням має суттєві відмінності, і тому розроблені методи для балок не можна застосовувати безпосередньо до таких плит.

У роботі було розроблено проект моделі дорожньої плити (рис. 1), при проектуванні враховано вимоги нормативних документів, що діють в Україні [2-4].

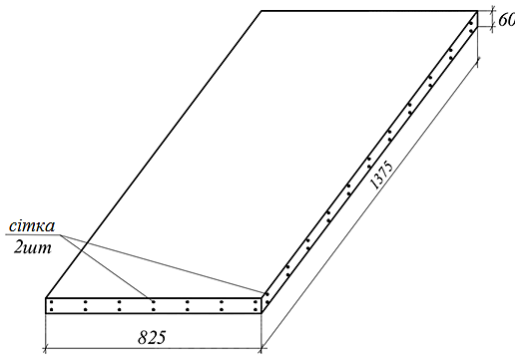


Рис. 1. Модель дорожньої плити

Геометричні розміри моделі визначаються технологічними особливостями виготовлення та умовами правильності порівняння результатів. Моделі плит армуються просторовим каркасом, що складається з двох сіток. Випробування щодо несучої здатності плит проводили на спеціально зібраному стенді.

Враховуючи прийнятну схему навантаження (рис. 2), на верхній поверхні плити встановили два ряди індикаторів (рис. 3). Під час випробувань зафіксовано навантаження, поздовжні деформації, прогини, процес розтріскування плит.

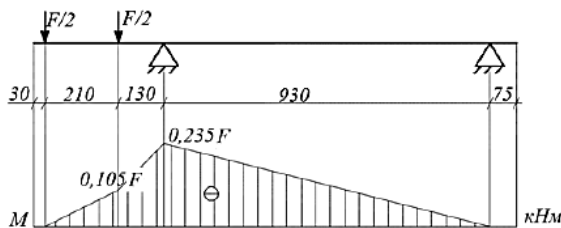


Рис. 2. Схема прикладання навантаження

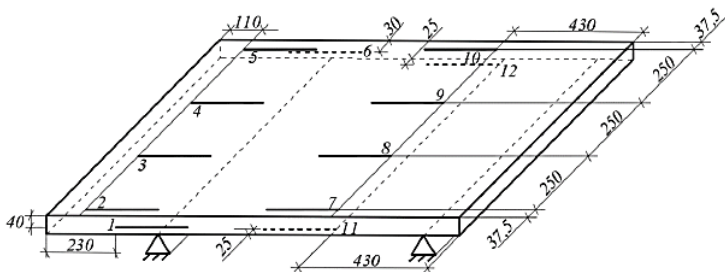


Рис. 3. Розташування індикаторів за поверхнею плити

Були використані моделі дорожніх плит розмірами 1375x825x60 із бетону класу С20/25 та арматури Вр-1 з додаванням сталеві фібри з армуванням 1% від обсягу виробу.

Навантаження прикладали з кроком 0,05 від руйнівного навантаження відповідно до загальноприйнятої методики. Кожен етап завантаження закінчувався п'ятихвилинною витримкою, на початку та в кінці якої знімали показання на вимірювальних приладах.

Характер зміни деформацій, було можна розділити на дві чітко визначені стадії. На першому, початковому етапі всі без винятку показники діють лінійно. Значення відносних деформацій в стиснутій і розтягнутій зонах, а саме навантаженої консольної і ненавантаженої прольотної частинах плити відрізняються незначно. Така єдність триває до навантаження 14,27 кН, що відповідає моменту утворення тріщини. Після утворення тріщин (на другому етапі) всі показники були чітко поділені на дві групи. Одну групу склали індикатори, розташовані у прольотній частині плити. Вони практично не реагували на процес розтріскування, продовжуючи працювати лінійно до розривного навантаження 24,78 кН. Відносні деформації цієї групи показників на цьому етапі зросли у 2,1 рази. До другої групи входили індикатори, розташовані на консольній навантаженої ділянці плити. З початком розтріскування картина деформації різко змінилася, а криві на графіку суттєво відхилилися від лінійного закону зміни. Відносні деформації консольного перерізу на другому етапі зросли в дванадцять разів. Результати відносних деформацій, отриманих за допомогою тензодатчиків показують, що деформації, виміряні механічними та електричними приладами, ідентичні.

Наведені усереднені прогини були отримані за допомогою дефлектометрів Максимова у консольній і прольотній частинах сталевіфробетонних моделей дорожніх плит. Результати показують, що до моменту утворення тріщини прогини прольоту та консольних ділянок змінюються лінійно і практично на однакову величину, що дорівнює 5 мм. Після утворення тріщин прогини в прольотному перерізі плит продовжують лінійно змінюватися. До моменту втрати несучої здатності плит ці прогини досягають величини 13 мм. На консольному перерізі швидкість зростання прогинів значно вища. До моменту руйнування прогини консольної

навантаженої секції зросли в 4,5 рази в порівнянні з першою сходинкою, досягнувши 25 мм.

[1], Rizk Emad and Marzouk Hesham 2008 A new formula to calculate crack spacing for plates and two-way concrete slabs Canadian Society for Civil Engineering 2 pp 1350-1360

[2], ДБН В. 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України. [Чинний від 2011–07–01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.

[3], ДСТУ Б.В.2.6-2:2009. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. [Чинний від 2010–06–30]. Київ. Мінрегіонбуд України, 2010. 29 с.

[4], ДСТУ Б.В.2.6-122:2010. Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні з ненапруженою арматурою для покриття міських доріг. Конструкція і розміри. [Чинний від 2010–06–30]. Київ. Мінрегіонбуд України, 2011. 23 с.

## **LABORATORY TESTS OF THE STEEL FIBER CONCRETE ROAD SLAB MODEL**

*The results of experimental studies of bearing capacity and cracking resistance of road slab models made of steel-fiber concrete according to the span loading scheme are presented. The bearing capacity of the models has been fixed at 27.96 kN, which is 2 times higher than the load corresponding to the beginning of cracking (14.8 kN). At the moment of bearing capacity loss, the height of compressed zone was 1 cm, which is one third of its original size. The maximum crack opening width was substantially less than in the same tests of the slabs without dispersion reinforcement and was 0.3 mm, which is explained by the more ductile properties of steel fiber concrete, which prevent crack opening. The final deflection in the middle of the plate model span was 10.4 mm, which is 5.5 times greater than the deflection before cracking began (1.9 mm).*

## МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВІЛЬНИХ КОЛИВАНЬ ТРИШАРОВОЇ КРУГОВОЇ ОБОЛОНКИ, ЯКА ПІДКРІПЛЕНА ПОВЗДОВЖНІМИ РЕБРАМИ ЖОРСТКОСТІ

**Смел'янова Т.А., к.т.н., доцент, Янін О.Є., к.т.н., доцент,  
Волошин М.М., к.т.н., доцент**

Херсонський державний аграрно-економічний університет, м. Херсон

Розглядаються вільні коливання тришарової кругової оболонки з легким трансверсально-ізотропним заповнювачем, яка підкріплена повздовжніми ребрами жорсткості. Ребра розташовані симетрично відносно серединної поверхні тришарової кругової оболонки (рис.1). При цьому жорсткості ребер та відстань між ними вважаються однаковими.

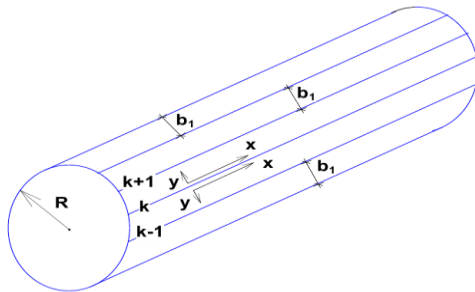


Рис. 1. Схема тришарової кругової оболонки, підкріпленої повздовжніми ребрами жорсткості

В роботі [1] отримані диференціальні рівняння згинальних коливань ділянки оболонки, замкненої між ребрами, які приведені до одного розв'язуючого рівняння, шляхом введення в розгляд функції  $F(x,y)$  [2]:

$$\nabla^4 \nabla^4 F + \frac{\bar{B}}{R^2 D^*} \frac{\partial^4}{\partial x^4} \left( 1 - \frac{Bh}{G^3} \nabla^2 \right) F + \frac{\omega^2 m_{об}}{D^*} \left( 1 - \frac{Bh}{G^3} \nabla^2 \right) \nabla^4 F = 0 \quad (1)$$

Тут позначено:

$$B = \frac{E\delta}{(1-\mu^2)}; \quad D = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}; \quad D^* = 2BH^2; \quad H = h + 0,5\delta; \quad \varphi = \nabla^4 F;$$

$$\Phi = -\frac{\bar{B}}{R} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left( 1 - \frac{Bh}{G_3} \nabla^2 \right) F; \quad m_{об} = 2(\rho_n \cdot \delta + \rho_3 \cdot h);$$

$\delta, 2h$  – товщина зовнішніх шарів та заповнювача.

Рішення розв'язуючого рівняння (1) для ділянки оболонки, замкненої між ребрами, надає функцію  $F(x,y)$  у вигляді

$$F = \{ \cos(y\varphi_1)C_1\rho_1^y + \sin(y\varphi_1)C_2\rho_1^y + \cos(y\varphi_1)C_3\rho_1^y - \sin(y\varphi_1)C_4\rho_1^y + \\ + \cos(y\varphi_2)C_5\rho_2^y + \sin(y\varphi_2)C_6\rho_2^y + \cos(y\varphi_2)C_7\rho_2^y - \sin(y\varphi_2)C_8\rho_2^y \} \sin\left(\frac{n\pi}{a}x\right) \quad (2)$$

Тут  $\operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{r}{s}$ ,  $\operatorname{tg} \varphi_2 = \frac{d}{c}$ ,  $\rho_1 = \left| \sqrt{s^2 + r^2} \right|$ ,  $\rho_2 = \left| \sqrt{c^2 + d^2} \right|$ ,

де  $s, c$  – дійсні, а  $r, d$  – комплексні корні характеристичного рівняння.

В роботі [3] авторами виведена система рівнянь для визначення довільних постійних  $C_i$  рішення (2). Система координат для досліджень, що показана на рис. 1, застосовується також для визначення умов по лініях ребер.

Використовуючи скінчено-різницеий метод, отримуємо частотне рівняння тришарової кругової циліндричної оболонки, яка підкріплена поздовжніми ребрами жорсткості.

В табл. 1 і 2 надані значення параметру першої частоти вільних коливань  $m_\omega$  для оболонки, підкріпленої одним та трьома ребрами жорсткості, в залежності від геометричних розмірів оболонки, параметру кривизни  $\alpha^2$  та параметру жорсткості заповнювача  $\gamma$ .

Таблиця 1

Значення параметра  $m_\omega$  для оболонки, підкріпленої одним ребром жорсткості при  $\delta_\omega = 0,2$

$\frac{a}{\epsilon}$	$\gamma=1$			$\gamma=2$			$\gamma=3$		
	$k_0$			$k_0$			$k_0$		
	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4
4,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,0	3,736	3,344	4,995	3,735	3,380	4,932	3,735	3,688	4,922
	3,733	3,342	4,994	3,734	3,378	4,930	3,732	3,687	4,921
5,5	3,931	3,795	3,676	3,925	3,791	3,675	3,395	3,791	3,674
	3,928	3,794	3,673	3,923	3,790	3,673	3,394	3,790	3,672
6,0	4,235	4,049	3,883	4,206	4,039	3,875	4,208	4,038	3,874
	4,233	4,047	3,881	4,203	4,037	3,872	4,207	4,036	3,873
6,5	4,610	4,508	4,314	4,565	4,384	4,173	4,578	4,376	4,166
	4,608	4,506	4,313	4,563	4,382	4,172	4,576	4,375	4,166
7,0	5,108	4,610	4,855	5,018	4,670	4,570	5,015	4,676	4,548
	5,106	4,609	4,854	5,016	4,668	4,569	5,014	4,675	4,547
7,5	5,840	4,956	4,935	5,514	5,004	4,946	5,516	5,212	4,936
	5,839	4,955	4,934	5,513	5,004	4,945	5,515	5,211	4,936
8,0	6,054	5,211	5,126	6,067	5,214	5,151	6,074	5,727	5,124
	6,053	5,211	5,125	6,067	5,214	5,150	6,074	5,726	5,123

Таблиця 2

Значення параметра  $m_{\omega}$  для оболонки, підкріпленої трьома ребрами жорсткості при  $\delta_{\omega} = 0,2$

$\frac{a}{b}$	$\gamma=1$			$\gamma=2$			$\gamma=3$		
	$k_0$			$k_0$			$k_0$		
	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4
4,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,0	3,738	3,660	-	3,737	3,659	-	3,737	3,660	-
	3,734	3,657	-	3,735	3,657	-	3,734	3,658	-
5,5	3,925	3,789	3,678	3,925	3,793	3,677	3,925	3,794	3,678
	3,922	3,786	3,676	3,923	3,792	3,675	3,923	3,792	3,676
6,0	4,188	4,015	3,860	4,191	4,015	3,860	4,191	4,015	3,861
	4,186	4,013	3,858	4,189	4,014	3,858	4,190	4,013	3,860
6,5	4,549	4,307	4,119	4,552	4,311	4,121	4,554	4,312	4,122
	4,547	4,305	4,116	4,550	4,309	4,118	4,553	4,310	4,121
7,0	4,981	4,680	4,438	4,985	4,688	4,436	4,988	4,691	4,441
	4,979	4,678	4,437	4,984	4,686	4,434	4,987	4,690	4,440
7,5	5,477	5,222	4,815	5,486	5,136	4,828	5,487	5,141	4,834
	5,476	5,220	4,814	5,485	5,134	4,827	5,486	5,139	4,833
8,0	6,028	5,621	5,276	6,049	5,639	5,291	6,049	5,644	5,297
	6,027	5,620	5,275	6,047	5,637	5,290	6,048	5,644	5,296

В таблицях позначено:

$$k_0 = \frac{Bh}{G_3 R^2}; \quad \alpha^2 = \frac{(1 - \mu^2) R^2}{H^2}; \quad m_{\omega} = \frac{m_{\omega\omega} \omega^2}{D^* \alpha_n^2}; \quad \delta_{\omega} = \frac{2 \rho_p b_p h}{2(\rho_3 h + \rho_H \delta) b}; \quad \gamma = \frac{D_p}{D^* R}.$$

Задача вирішувалася як з урахуванням крайового ефекту Рейсснера (перший рядок в таблицях), так і без його урахування (другий рядок в таблицях).

**Висновки.** Таким чином, побудована математична модель та розроблений алгоритм дослідження вільних коливань тришарової кругової оболонки, підкріпленої позовжніми ребрами жорсткості. Встановлено, що зі збільшенням числа ребер частота вільних коливань підвищується (або знижується) до певної межі, після якої подальше збільшення числа ребер не призводить до збільшення частоти даної форми коливань; деформації зсуву в ребрах мають незначний вплив на частоту вільних коливань; зі збільшенням згинальної жорсткості ребер частота вільних коливань збільшується до певної межі, після чого вона залишається постійною і рівною частоті вільних коливань оболонки, замкненої між ребрами; зі збільшенням параметра  $k_0$ ,



частота вільних коливань зменшуються. Крайовий ефект Рейсснера виявляє незначний вплив при будь-яких значеннях параметру зсуву.

- [1]. Емельянова Т.А. Дифференциальные уравнения свободных колебаний трехслойной оболочки, подкрепленной ребрами жесткости // Теоретическая и прикладная механика: сборник научных трудов. Минск: УП «Технопринт». 2002. С. 169 – 181.
- [2]. Емельянова Т.А. Розв'язуюче рівняння вільних коливань тришарової циліндричної оболонки, яка підкріплена ребрами жорсткості // «Вісник» Херсонського національного технічного університету. Херсон, 2016. №2(57). С. 11-17.
- [3]. M. Surianinov, T. Yemelianova, O. Shylyayev. Investigation of Free Vibrations of Three-Layered Circular Shell Supported by Annular Ribs of Rigidity. Materials Science Forum. ISSN: 1662-9752, Vol. 968, pp 437-443 doi:10.4028/www.scientific.net/MSF.968.437 © 2019 Trans Tech Publications Ltd, Switzerland

### **MATHEMATICAL MODEL OF OF FREE VIBRATIONS OF THREE-LAYERED CIRCULAR SHELL, SUPPORTED BY LONGITUDINAL RIBS OF RIGIDITY**

*The construction of a mathematical model and the development of an algorithm of free vibrations investigation in the three-layered circular shell with a light-weight aggregate supported by longitudinal rigidity ribs are considered in paper. The hypotheses of Kirchhoff-Lyav are accepted for external bearing layers of shell and for aggregate there is accepted the linear law of tangential displacements change by thickness. The boundary conditions of a shell region closed between the ribs are established. Using the boundary transition, conditions along the lines of the ribs, taking into account and without deformations of displacement in the ribs, but without taking into account the torsional rigidity in the ribs are determined. The equation of motion of supported three-layered shell is obtained. The frequencies of free vibrations were investigated and values of parameter of the first frequency of free vibrations for a shell, supported by one and three rigidity ribs, were calculated. There are given values depending on the physical and mechanical properties of materials and geometric dimensions of the shell, the curvature parameter, and the rigidity parameter of an aggregate.*

## РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

**Яременко О.О., к.т.н., доцент**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса  
olenaiaremenko@ogasa.org.ua

Для опису діаграм деформування кам'яної кладки та бетону запропоновано велику кількість розрахункових формул [1..2]. Наведено опис дослідних зразків та деяких результатів експериментальних досліджень міцності та деформацій армокам'яних стовпів, виконаних В.А. Камейко [3]. Було випробувано 46 дослідних зразків - армокам'яних стовпів з проектними розмірами 145x51x51 см. Зразки були п'яти типів, 17 груп і розрізнялися між собою розташуванням арматури та коефіцієнтом армування, а також способом навантаження - осьове або позацентрове стиснення з різним ексцентриситетом.

Наведені дослідні та розрахункові поздовжні деформації кладки та арматури для зразків різних груп зібрані на рис. 2, 3, 4. Ці дані свідчать про можливість та доцільність застосування повних діаграм деформування кладки до розрахунку міцності та деформацій кам'яних та армокам'яних стовпів.

Армування розтягнутої зони суттєво збільшує міцність перерізу. Міцність армокам'яних стовпів, завантажених з ексцентриситетом  $e_0=20$  см (0,4h) зі збільшенням відсотка армування в інтервалі 0,09; 0,23; 0,47; і 0,7%

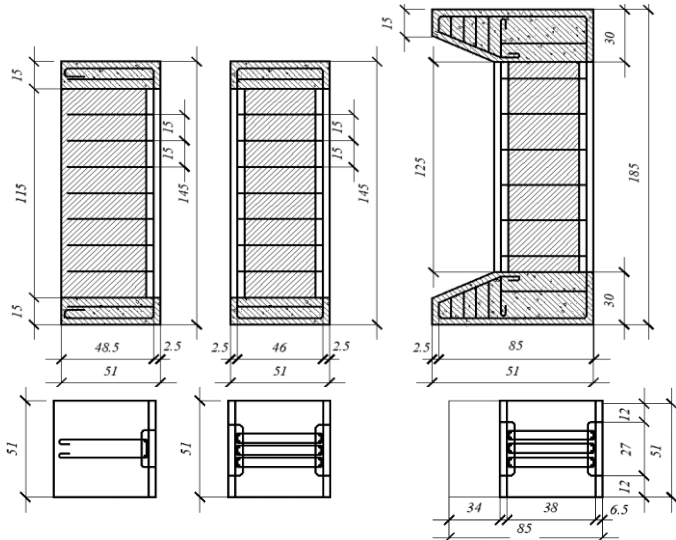


Рис.1. Проектні розміри дослідних зразків В.О. Камейко

збільшилася відповідно до 1,46; 1,75; 1,96 та 1,98 рази в порівнянні з міцністю кам'яних стовпів, завантажених з таким же ексцентриситетом (рис.1).

Аналізом експериментальних та розрахункових даних встановлено наступне.

Зі збільшенням кількості арматури у розтягнутій зоні більша частина перерізу працює на низхідній гілці діаграми. Збільшується розмір стиснутої зони, що еквівалентно зменшенню ексцентриситету  $e_0$ . У діапазоні  $\mu = 0,47 \div 0,7\%$  збільшення міцності несуттєве; насичення арматурою розтягнутої зони доцільно, поки напруги в розтягнутій арматурі в момент руйнування досягають плинності.

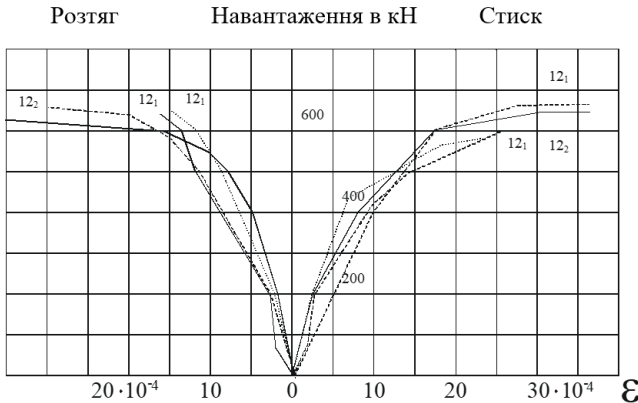


Рис. 2. Поздовжні деформації кладки та арматури зразків групи 12

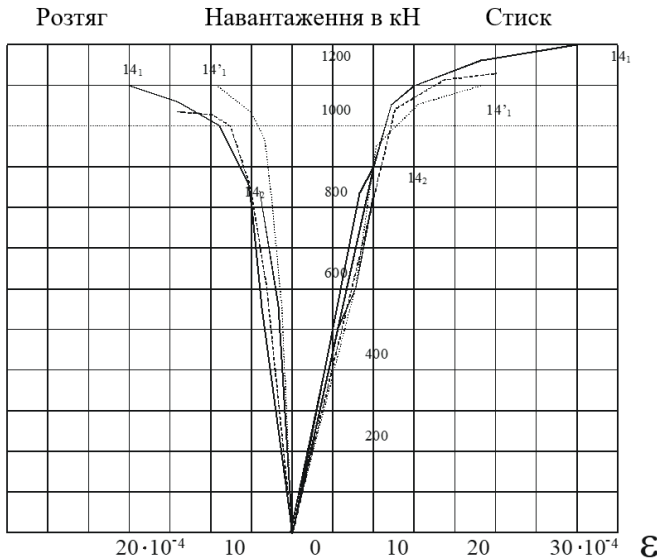


Рис. 3. Поздовжні деформації кладки та арматури зразків групи 14

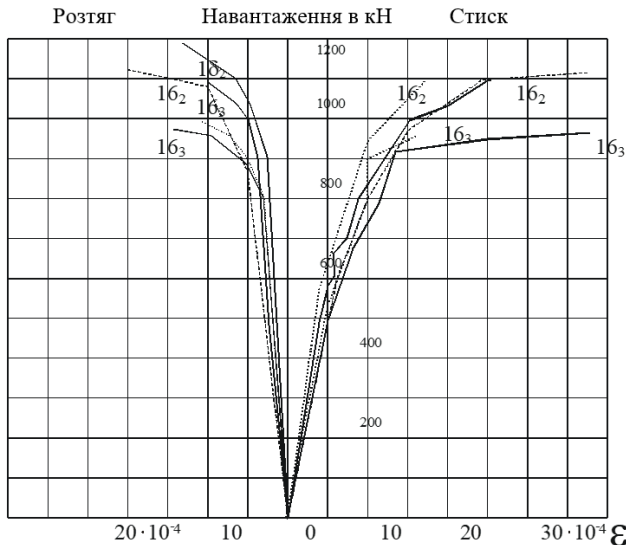


Рис. 4. Поздовжні деформації кладки н арматури зразків групи 16

На рис. 2,3,4 прийняті позначення ..... деформація арматури, \_\_\_\_\_ деформація кладки, - - - - - розрахунок.

Посилення стиснутої зони арматурою збільшує міцність перерізів з подвійним армуванням у порівнянні з міцністю перерізів з одиночним армуванням для інтервалу  $\mu = \mu' = 0,09; 0,23; 0,47; 0,7$  та  $0,7\% - 1,09; 1,13; 1,3$  та  $1,47$  рази відповідно. Форми епюр напруги в кладці практично не залежать від наявності стиснутої арматури.

Несуча здатність кам'яних стовпів при осьовому стиску становить 1500 кН. Дані про розрахункову несучу здатність стовпів, навантажених з різним ексцентриситетом прикладеної стискаючої сили наведені в таблиці 1.

Таблица 1

Розрахункова несуча здатність  $N_p$  кН армокам'яних стовпів перетином  $0,51 \times 0,51$  м при різних ексцентриситетах навантаження

$e_0/h$	$\mu, \mu'$	0	0	0	0	0,09	0,23	0,47	0,7
	$\mu$	0,09	0,23	0,47	0,7	0,09	0,23	0,47	0,7
0,2	$N_p$ кН	1158	1180	1232	1239	1234	1377	1614	1774
0,4		588	733	871	870	641	871	1146	1282
0,6		253	432	602	746	265	502	775	938
0,8		143	278	435	552	147	304	539	707

### **Висновки.**

1. Розрахунком встановлюється доцільність установки та ступінь насичення арматурою розтягнутої та стисненої зон перетину.

2. При малих ексцентриситетах ( $e_0=10\text{см}$ ), коли сила прикладається в межах ядра перерізу, насичення арматурою стиснутої зони призводить до помітного збільшення міцності перерізу. При великих ексцентриситетах ( $e_0 = 40\text{ см}$ ) насичення арматурою стиснутої зони малоефективне.

[1]. Довідник проектувальника промислових, житлових та громадських будівель та споруд. кам'яні та армокам'яні конструкції. Под ред. Семенцова С.А. и Камейко В.А. -М.:Стройиздат, 1968. -175с.

[2]. Столяров Я.В. Введения в теорию железобетону. -М. -Л.:Госстройиздат, 1941. -446с.

[3]. Камейко В.А. Дослідження міцності та деформацій армокам'яних конструкцій. / У зб. Дослідження з кам'яних конструкцій. – М.: Госстройиздат, 1950, с.123-152.

### **CALCULATION OF EXCENTRALLY COMPRESSED ELEMENTS**

*The calculation establishes the feasibility of installation and the degree of saturation of the reinforcement of the stretched and compressed zones of intersection.*