

**Міністерство освіти та науки України,
Херсонський державний аграрно-економічний університет,
Malopolska School of Public Administration
«University of Economics in Krakow»,
Азербайджанское Научно-Производственное Объединение Гидротехники и
Мелиорации(НПО АзГиМ), Вищий навчальний заклад
Магдебург-Стендаль, ФРН.
ДНУ «Інститут модернізації змісту освіти»
ХФ «Академія будівництва України»,
ПрАТ «МЖК» Будівельна компанія**

«ІНТЕЛЕКТУАЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ІННОВАЦІЙНІ БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ»

Збірник наукових праць

ВИПУСК 3



21 квітня 2022 року

м. Херсон

Видається за рішенням редакційної колегії Міжнародної науково-технічної конференції та вченої ради факультету архітектури та будівництва ХДАЕУ

*Рекомендовано до друку Вченою радою факультету
АРХІТЕКТУРИ ТА БУДІВНИЦТВА
Протокол № 9 від 16 травня 2022р.*

Збірник наукових праць складено за матеріалами конференції спрямованої на науковий пошук, обмін досвідом, впровадження результатів наукових досліджень у практичну будівельну діяльність підприємств і установ, установлення нових контактів і співробітництва між організаціями та фахівцями.

Редакційна колегія :

Аверчев О.В. - д. с.-г. н., професор, проректор з наукової роботи ХДАЕУ, Заслужений діяч науки і техніки України;

Чеканович М.Г. – к.т.н., професор, завідувач кафедри будівництва ХДАЕУ, Заслужений винахідник України; дійсний член Академії будівництва України;

Demchyna В.- dr hab. Profesor. Państwowa Wyższa Szkoła Techniczno-Ekonomiczna im. ks. Bronisława Markiewicza w Jarosławiu (Rzeczpospolita Polska);

Янін О. Є. - к.т.н., доцент, Херсонський державний аграрно-економічний університет» – технічний редактор.

ЗМІСТ

1	Bohdan Demchyna , Sverlova Tetiana DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	5
2	Chekanovych M.G. NEW PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES	7
3	Чеканович О.М., Журахівський В.П. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ	10
4	Давиденко М.А., Давиденко А.И. ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА ПРИ ТЕМПЕРАТУРНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ	17
5	Ємел'янова Т.А. ПОТЕНЦІЙНА ЕНЕРГІЯ ДЕФОРМАЦІЇ ТРИШАРОВОЇ ПІДКРІПЛЕНОЇ ПЛАСТИНИ	24
6	Чеканович М.Г., Бойко Г. О. ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ПОШКОДЖЕНОГО ПРОГОНУ ПІШОХІДНОГО МОСТУ НАД ЗАЛІЗНИЦЕЮ СТАНЦІЇ ХЕРСОН ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ЙОГО ВІДНОВЛЕННЯ	29
7	Волошин М.М. ЕНЕРГОЗБЕРІГАЮЧІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ - ПАСИВНІ БУДИНКИ	35
8	Новікова С. М. ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ АВТЕНТИЧНИХ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ В СУЧАСНОМУ БУДІВНИЦТВІ	41
9	Дармосюк І. Л. ГІДРОІЗОЛЯЦІЙНІ МАТЕРІАЛИ ПЕНЕТРОН	46
10	Zrazhevskaya L. РОЗВИТОК ДЕФОРМАЦІЙ КАРКАСНОЇ БУДІВЛІ ФАКУЛЬТЕТУ АРХІТЕКТУРИ ТА БУДІВНИЦТВА	53
11	Волошин М.М., Кльоб К.К. СТРУКТУРА БУДІВЕЛЬНИХ ПРОЦЕСІВ	55
12	Янін О.Є. ОПТИМІЗАЦІЯ ЖОРСТКИХ ПОКРИТЬ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКИХ ДОРІГ ТА АЕРОДРОМІВ ЗА КРИТЕРІЄМ МІНІМАЛЬНОЇ ВАРТОСТІ	59
13	Ємел'янова Т.А., Шестаков О.Г. РОЗРОБКА КОМП'ЮТЕРНОЇ ПРОГРАМИ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОГО СТЕРЖНЯ	64
14	Романенко С.М. ПРОЕКТУВАННЯ ПЕРЕМІЧКИ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЛІ	68
15	Петрова А.Т. ТЕОРЕТИЧНІ АСПЕКТИ ПЕРЕТВОРЕНЬ УЗАГАЛЬНЕНОЇ СИСТЕМИ КООРДИНАТ	73

16	Добрянська Л.О., Добрянський І.М., Фафлей О.Я. ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРНОГО ПОЛЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ З БАГАТОШАРОВИМ ПОКРИТТЯМ	75
17	Янін О.Є., Шах Сияд Рехан РОЗРАХУНОК ДОВЖИНИ І ШИРИНИ ПІДОШВИ ПОЗАЦЕНТРОВО- СТИСНУТОГО ФУНДАМЕНТУ ПІД КОЛОНУ У КОМП'ЮТЕРНОМУ СЕРЕДОВИЩІ MathCAD	78
18	Кутузова Т.Ю. ГРОМАДСЬКИЙ ПРОСТІР: соціальні інновації містобудування (досвід розбудови Нової Каховки)	85
19	Добрянський І.М., Добрянська Л.О., Вибранець Ю.Ю. ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРИ В ЕЛЕМЕНТАХ АРКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЗАДАНИМ ПОЧАТКОВИМ РОЗПОДІЛОМ	89

DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

*Demchyna B.- dr hab. Profesor. Państwowa Wyższa Szkoła Techniczno-Ekonomiczna im. ks. Bronisława Markiewicza w Jarosławiu (Rzeczpospolita Polska),
Sverlova Tetiana, Independent scholar , USA*

Introduction. Although many floors and beams are prestressed, most concrete structures will be reinforced and not prestressed. Prestressed floors and beams are quite usual, only for a column, which is already loaded by a compressive force, it doesn't seem to make sense to load it with an artificial force [1-2].

Actually not all columns are loaded by compression, some columns are loaded by tension others mainly by bending. For example: columns on the upper floor of a building and columns on the first floor of a one-store building are mainly loaded by a small compressive force and a large bending moment. For these structures, a prestressing will have some advantages above a reinforcement [3].

Main part. The main advantage of prestressing is the reduction of the tensile stresses in the concrete, so the element is uncracked, resulting in a decrease of the penetration of liquids, a decrease of the affect by chemicals and an increase in stiffness.

A disadvantage of the prestressed column is the decrease of the bearing capacity. The ultimate compressive load on a prestressed column is smaller than the ultimate compressive load on a reinforced column.

In spite of the loss of bearing capacity quite a lot of the prefabricated foundation piles are pretensioned. The pretensioning of these piles is not to increase the ultimate resistance against the loads, which arise during the use of the building, but to increase the resistance in the construction- state.

The object of the prestressing in the piles is to compensate the tensions which arise during the transportation and the piling. [3].

LIMIT STATES

For the design of a column we can distinguish the serviceability limit state for the calculation of the deformations and cracking widths and the ultimate limit state for the calculation of the strength. It depends on the conditions and the loads on the structure, which limit state and which calculation is decisive for the design of the column.

For a long slender column loaded by a lateral force generally the deflection is the most important design consideration for the dimensions of the section of the column. For a column loaded by tension generally the reducing of the width of the cracks will be important for the design of the required prestressing.

SERVICEABILITY LIMIT STATE

Columns in one-store industrial buildings are often only fixed in the foundation sockets. The cantilever action of the columns is used to stabilize these buildings. The axial loads on these columns are small, the bending moments from the windload are

large. The limitation of the deflection is for these columns quite important, then prestressing is advisable. By increasing the stiffness we can design the columns with a minimum section.

DESIGN CONSIDERATIONS

Compression and bending. Analysing the diagram we find that the ultimate compression force on the column decreases the prestressing. We find also that the ultimate bending moment is at most for approximately:

$$F_d > 0,5 \alpha f_{cd} A_c - P_d$$

If the design force F_d is smaller than $0,5 \alpha f_{cd} A_c$, then the ultimate bending moment will be the increased by prestressing force, else the ultimate bending moment will be decreased by prestressing force.

Tension. The ultimate tension force decreases with prestressing. The prestressing force on a column only loaded by tension, can be designed with:

$$P_d \geq N_d$$

here the tensile stress in the concrete has to be neglected for the ultimate limit state, it is advisable to design the column loaded with a tensile force with a maximum prestressing and a minimum section of the concrete. We find for the minimum section of the column:

$$A_c \geq \frac{100 N_d}{w_{o \max} f_p}$$

f_p - design value of the maximum stress applied to the tendon.

Conclusions

The purpose of this paper is to present considerations, methods and formulae for designing prestressed columns in the ultimate and serviceability limit state.

Prestressing is advisable for columns loaded by tensile or small compressive forces. The required cross-sectional area of prestressed columns will be smaller than the section of reinforced columns, provided the prestressing force is so designed that these columns are uncracked.

REFERENCES

1. Kamerling ir. M.W.; Het ontwerpen en berekenen van voorgespannen kolommen, methoden voor hetontwerpen en het bepalen van het draagvermogen en de stijfheid van voorgespannen kolommen; Department of Architecture, Delft University of Technology., 2008, 246 p.
2. Chekanovych M. Self-Regulating Prestressing System Proceeding of

Second fib Congress. 2006, Naples, Italy, - p. 230-238.

3. Chekanovych M. G. Reinforced Concrete Beams Strengthened With A Concrete Insert And External Bars / Proceedings of the XV International Scientific and Practical Conference International Trends in Science and Technology Vol.2, Warsaw, Poland, July 31, 2019, p. 3-9

УДК 624.01

NEW PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES

*Chekanovych M.G., Dr. Sc., professor,
Kherson State Agrarian and Economic University, Ukraine*

Introduction. Among different ways of making high performance concrete structures and prestressed concrete structures [1] the following can be pointed out:

- Steel and concrete properties improvement for structures.
- Steel and concrete performance improvement by full utilization of their strength properties for structures.
- Efficient design of prestressed concrete structures.

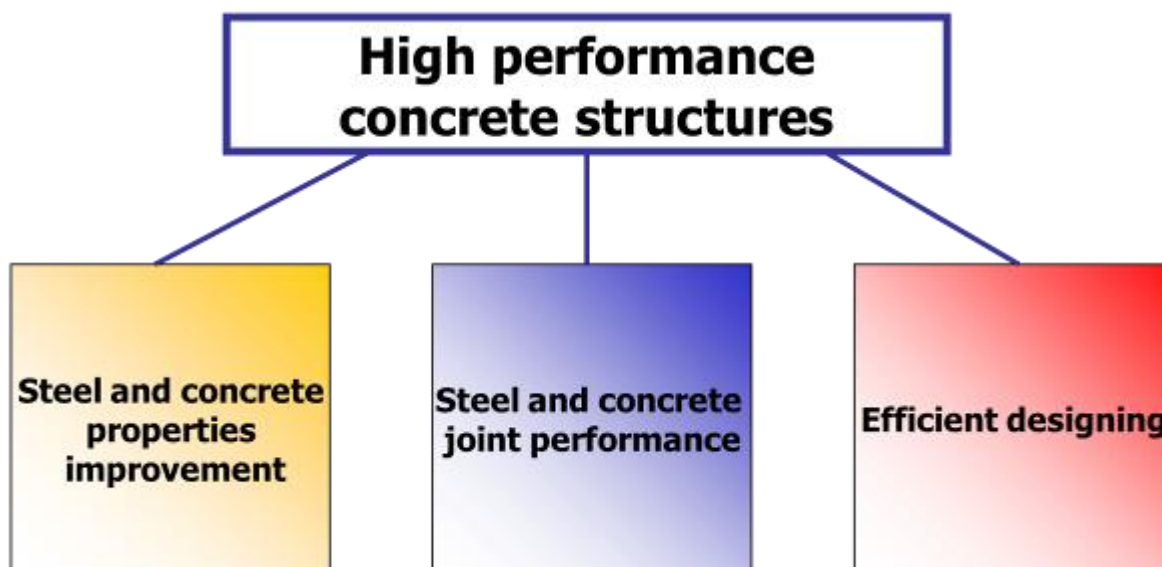


Fig.1.Ways of task solution

Main part. The author has offered and put into practice the principle of prestressing transfer onto the freshly placed concrete mix of structures. In this case prestressing is made already at the stage of cement concrete components (Fig.2, 3).

It is known that when steel and concrete undergo compression their strains differ by 10 times, and under tension strains differ by 100 times. So, to gain maximum

reinforced concrete strength and performance, it is necessary to ensure the agreement of both maximums in the “stress-strain” diagram and steel and concrete elasticity zones. The improved strain diagram is presented below.

The difference in time, when elasticity and strength limits of concrete and steel are reached, is accepted t (Δt). We get peak strength and capacity values of reinforced concrete when Δt equals zero. This is possible for non-bonded steel [2].

Methods of prestressing

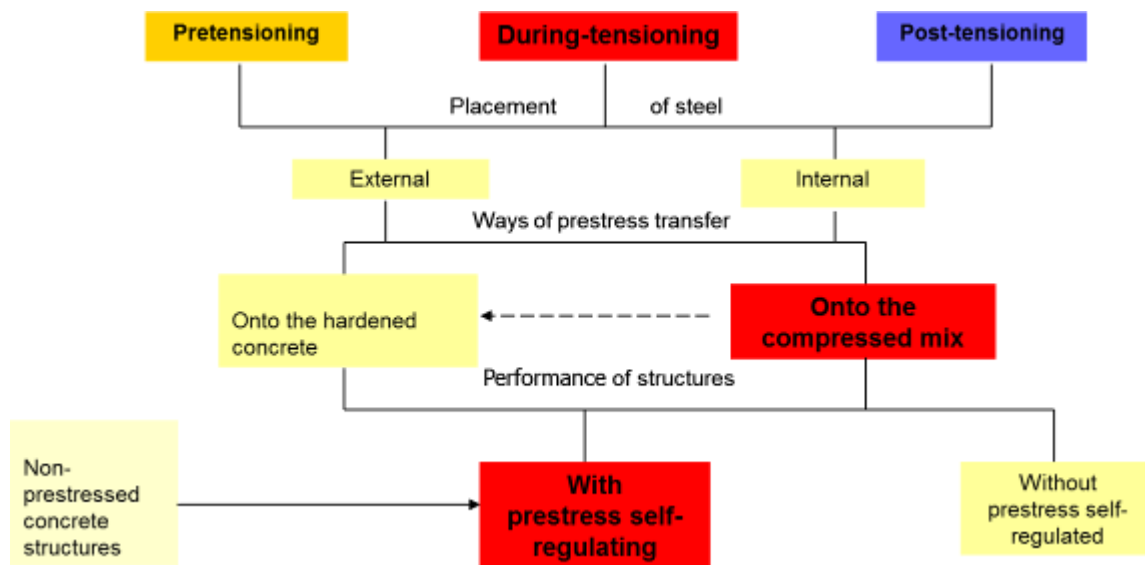


Fig.2. Extended scheme of methods of making prestressing in reinforced concrete structures

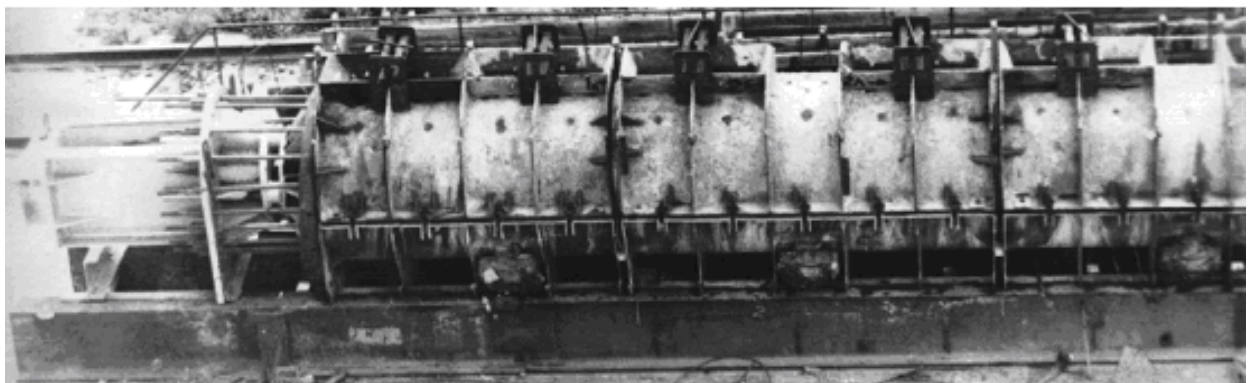


Fig.3. Scheme of compressing the pillar in the formwork according to the “during-tensioning” method

The effect of carrying capacity on Fig.4, 5, where K is the ratio of the carrying capacity of a reinforced concrete element compressed according to the “during-tensioning” method to the usual one [3].

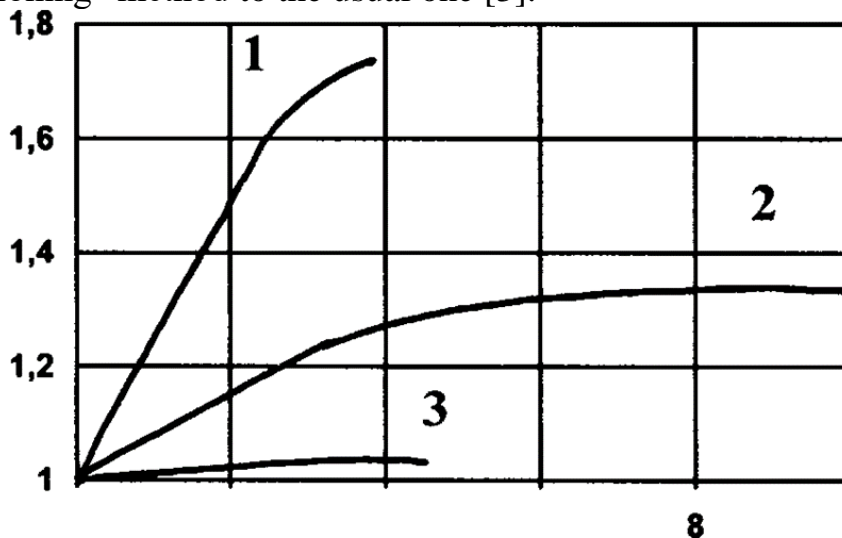


Fig.4. Diagram "K- s"

1-for columns; 2-for the beams with $\mu = 2.2\%$; 3- for the beams with $\mu = 0.6\%$.

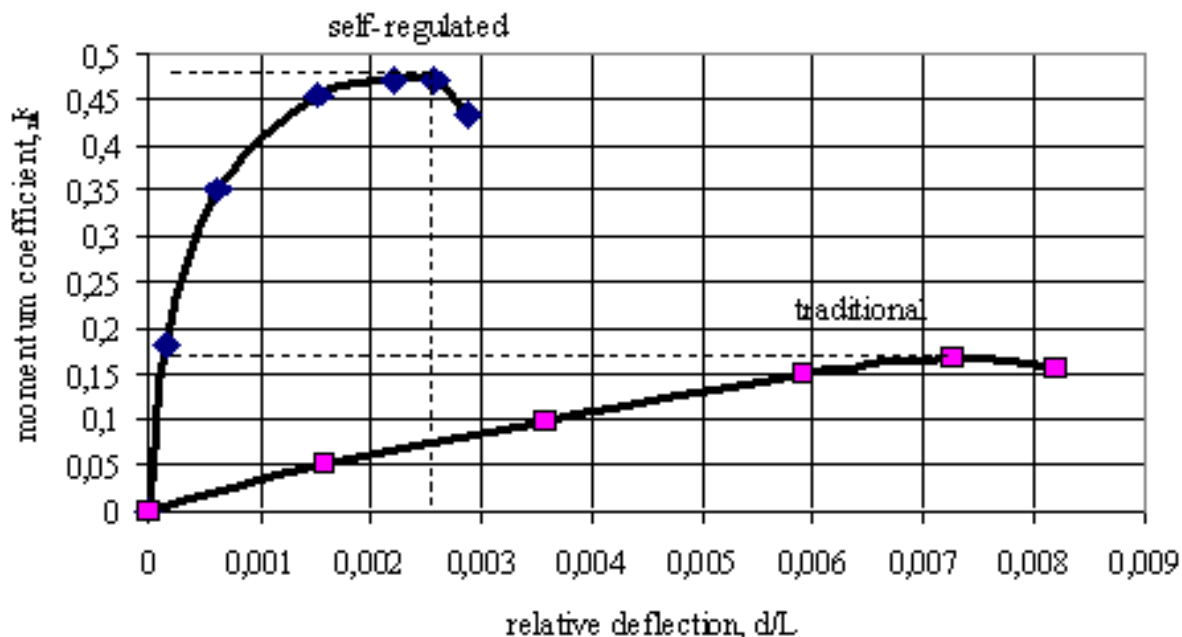


Fig.5. Beams tests results

Simultaneous reach of resistance by steel and concrete contributes to maximum structure carrying capacity.

We designed regulated reinforced concrete structures to fully utilize concrete and steel properties. Here compression force is regulated. Vertical cracks do not occur and the “stress-strain” diagram synchronizes. To do this the tendon is either externally placed or has a polymeric shell if it is in concrete.

The test results show an increase in carrying capacity of regulated beams up to

3.5 times.

A correlation of upper and bottom beam fibers has displayed the efficiency of the regulated work regime, when cracks do not occur in the tensile zone.

So concrete compression and regulation have a significant impact on concrete properties and its rigidity.

Conclusions

Out of these studies the following conclusions can be made. Due to pressure we get: concrete strength increase - 2 times, pillar strength increase – by 75%, beam strength increase: with high steel content – by 34%, with low steel content – by 8%.

Due to regulated compression we get: increase in beam carrying capacity from 40% to 3.5 times, non - crack performance of concrete, considerable deflection decrease of the structure by 2.7 times.

REFERENCES

1. Leongard F. "Spannbeton" für die Praxis. Wyd.3. Ernst u Sohn, Berlin-München Düsseldorf, 1973, 246 p.

2. Chekanovych M. Self-Regulating Prestressing System Proceeding of Second fib Congress. 2006, Naples, Italy, - p. 230-238.

3. Chekanovych M. G. Reinforced Concrete Beams Strengthened With A Concrete Insert And External Bars / Proceedings of the XV International Scientific and Practical Conference International Trends in Science and Technology Vol.2, Warsaw, Poland, July 31, 2019, p. 3-9

УДК 624.01

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ

THE STRESS-STRAIN STATE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED WITH EXTERNAL SYSTEM

*Чеканович О.М., к.т.н., доц., ORSID ID 0000-0002-9110-4109
Журахівський В.П., асистент, ORCID ID: 0000-0002-7746-6162*

*Chekanovych O.M., PhD, Associate Professor, ORCID ID: 0000-0002-4387-1661
Zhyrakhivskyi V.P., assistant, ORCID ID: 0000-0002-7746-6162*

Стаття присвячена методиці розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних балок, підсиленних новою зовнішньою стрижнево-котковою

системою, що дозволяє врахувати тертя системи підсилення, дійсні діаграми бетону і сталі, а також деформаційну модель роботи конструкції під навантаженням. У дослідженні пропонується методика розрахунку таких підсилених балок на прикладі балки БП-VI (без жорстких важелів). Для серії підсилених балок БП-VI розрахунковий згинальний момент склав 15,508 кНм, а відповідний експериментальний момент становив 15,523 кНм [8]. Для даної серії балок розбіжність – незначна, що підтверджує адекватність прийнятої моделі розрахунку.

The choice of an effective and convenient strengthening method is an important scientific and engineering problem. The paper presents a new structure for strengthening one-span reinforced concrete beams of rectangular cross-section. The new regulating system includes external flexible steel bars and rollers. The specific feature of the work of this system is the unloading of the beam's compressed zone, which results in efficient redistribution of stresses in the beam, significant increase in its carrying capacity and reduction in deformability. The article reveals a computation method based on the building codes in force, which takes into account the work of the external strengthening system. The computation method is realized due to the specially designed computer programs. The stress-strain state of the beam's cross-sections is determined considering the full « σ - ϵ » diagram and specified discrete linear diagram of steel work. The study proposes a method of calculation of such strengthened beams by the example of strengthened beam БП-VI (without rigid levers). The method takes into account the loss of tension because of friction under contact of external wire with rollers. The procedure considers the true concrete and steel diagrams and the deformation model of the work of the structure under load. For the БП-VI series of reinforced beams the calculated bending moment was 15.508 kNm, and the corresponding experimental bending moment was 15.523 kNm. For this series of beam the discrepancy was insignificant, which confirms the adequacy of the calculation model БП-VI.

Ключові слова: напружено-деформований стан, підсилення, зовнішня стрижнево-коткова система, деформаційна модель.

Вступ. Залізобетонні згинані елементи є найбільш розповсюдженими несучими конструкціями будівель і споруд [1,6]. Для будівель, що перебувають у тривалій експлуатації, часто постає питання модернізації під сучасні вимоги або координальну зміну цільового призначення її приміщень. Такі зміни передбачають проведення реконструкції, а часто, і підсилення несучих конструкцій.

Постановка проблеми. При проведенні підсилення залізобетонних балок зовнішніми сталевими конструкціями, зокрема стрижнево-котковою системою [2,7], постає проблема оцінки ефективності їх роботи. Для цього необхідно розробити спеціальний розрахунковий апарат, що дозволить визначити напружено-деформований стан підсиленої балки.

Метою роботи. Метою роботи є запропонувати адекватну методику розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних балок, підсилених новою зовнішньою стрижнево-котковою системою, що дозволяє врахувати дійсні діаграми бетону і сталі, а також деформаційну модель роботи конструкції під навантаженням.

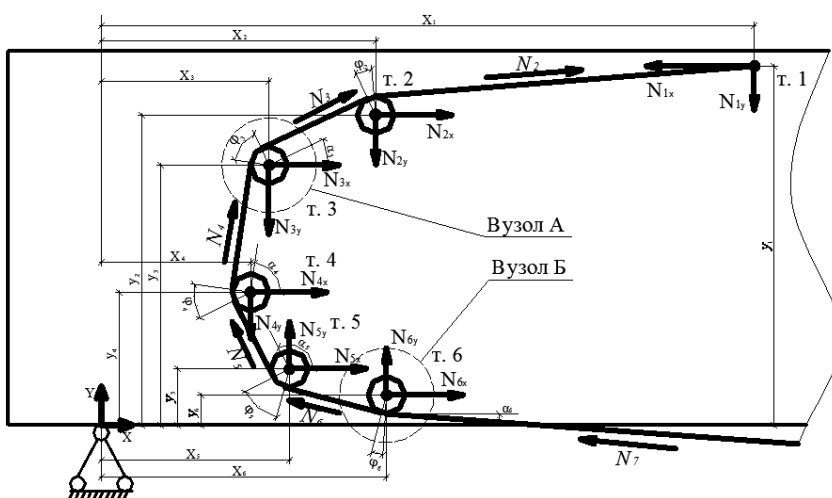
Теоретичні дослідження.

В рамках роботи запропоновано методику розрахунку підсилених балок стрижнево-котковою системою. Розглянемо алгоритм розрахунку на прикладі підсиленої балки БП-VI (без жорстких важелів). При розрахунку приймається однопрольотна шарнірно обперта балка, яка завантажена двома зосередженими зусиллями, прикладеними в третинах прольоту та зосередженим навантаженням у вигляді власної ваги балки та ваги конструкції підсилення.

Для розв'язання задачі необхідно мати наступні вихідні дані: геометричні параметри перерізу балки: b, h та довжину l ; параметри діаграми деформування бетону: $f_{cd}, f_{ck}, f_{ctk0.05}, E_{cd}, E_{ck}, \epsilon_{cL}, \epsilon_{cLck}, \epsilon_{cuLck}$; параметри армування балки: $f_{yk}, E_s, \epsilon_{ud}, d_a$ – діаметр арматури, a_o – величину захисного шару бетону.

Розрахунковий блок «стрижнево-коткова система підсилення» включає наступні вихідні дані: параметри стрижнево-коткової системи підсилення: $d_{азов}$ – діаметр зовнішньої арматури системи підсилення, параметри діаграми « $\sigma_s-\epsilon_s$ » роботи сталі зовнішньої арматури та її аналітичний опис, $f_{ykзов}, E_{sзов}, N_0$ – початкове зусилля в нижній частині гілки зовнішньої арматури, d – діаметр котка посередині прольоту, r – діаметр котків напівкільцевої закладної деталі на бічній грані балки, f - коефіцієнт тертя сталі по сталі, $X_1, Y_1, X_2, Y_2 \dots X_8, Y_8$ - координати точок котків напівкільцевої закладної деталі на бічній грані балки.

Методика враховує втрати напруження через тертя на котках сегментної напівкільцевої закладної деталі в гілці зовнішньої арматури підсилення. Схема зусиль в гілці зовнішньої арматури підсилення і на котках представлена на рис. 1.



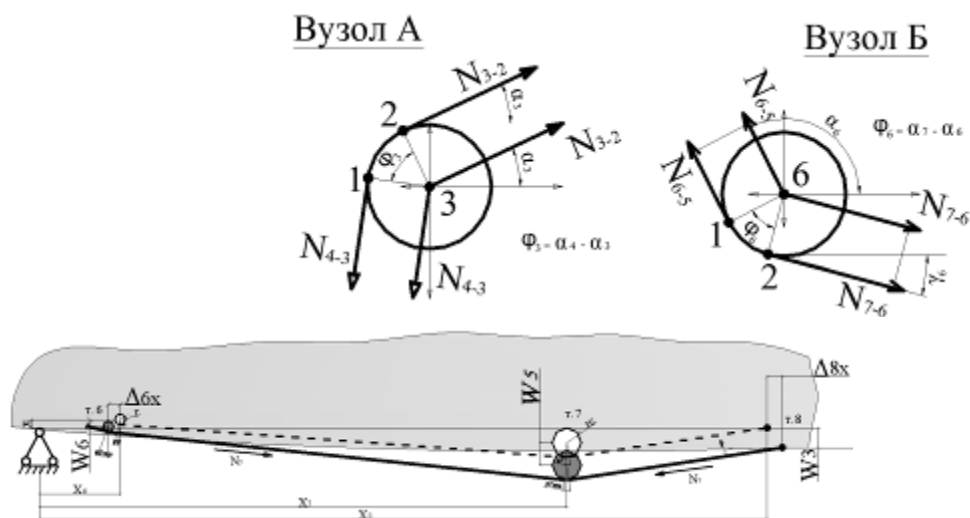


Рис. 1. Схема розподілу зусиль від дії конструкції підсилення де X_i, Y_i – координати котків та точок закріплення зовнішньої арматури на балці, N_i - зусилля в гілці зовнішньої арматури системи підсилення на відповідній ділянці, φ – кут, за яким відбувається контакт гілки та котку, w_i - вертикальні переміщення (прогини), Δ_i - горизонтальні переміщення

За наведеною вище схемою (рис. 1) було знайдене результуюче зусилля на боковій направляючій деталі від системи зовнішнього підсилення. Враховано втрати зусилля натягу в арматурі конструкції підсилення на котках через тертя. Розрахунок проведений зокрема, при зусиллі 2020 кг в кожній нижній арматурній гілці системи підсилення балки БП-VI під час експериментального випробування. Зусилля в зовнішній арматурі на кожній ділянці, починаючи від т.7 до т.1 знаходиться за формулою Ейлера:

$$N_{i-1} = \frac{N_i}{e^{f \cdot \varphi_{i-1}}} \quad (1)$$

де N_i - зусилля у ведучій гілці; N_{i-1} - зусилля у ведомій гілці; f - коефіцієнт тертя сталі по сталі; φ – кут, за яким відбувається контакт гілки та котку.

Після знаходження результуючого горизонтального і вертикального зусилля на сегментній закладній деталі основна розрахункова схема підсиленої балки має вигляд, представлений на рис. 2.

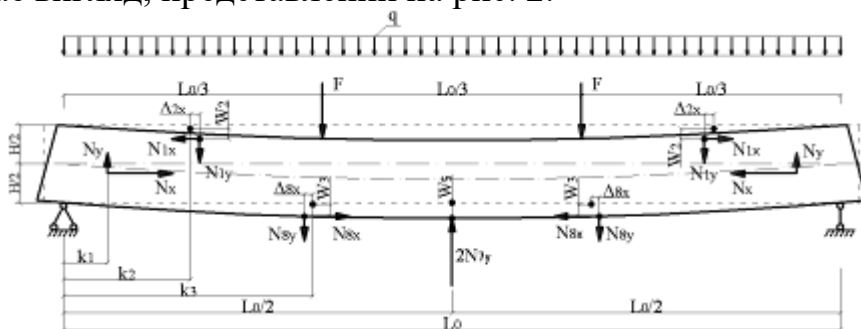


Рис. 2. Розрахункова схема балки, підсиленої зовнішньою арматурою, під дією двох зосереджених зусиль F та власної ваги q

Для перевірного розрахунку такої підсиленої балки було застосовано алгоритм визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів, наведений в діючих нормах [1,2] з урахуванням повної діаграми роботи бетону.

Осереднена кривизна вигнутої осі в перерізі визначається залежністю:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}}{h} \quad (2)$$

де $\varepsilon_{c(1)}$ і $\varepsilon_{c(2)}$ – відносні фіброві деформації бетону.

У відповідності до [2] можливі два розрахункові випадки:

1) поздовжня арматура працює пружно;

2) поздовжня арматура знаходиться у стані текучості і напруження в ній σ_s дорівнює розрахунковому значенню міцності на границі текучості $-f_{yd}$.

З урахуванням залежностей, наведених у п.4.2 [2] отримаємо:

$$\chi = \frac{A_s E_s \varepsilon_{c(1)} - N}{2A_s E_s z_s} + \frac{\sqrt{(A_s E_s \varepsilon_{c(1)} - N)^2 + 4A_s E_s z_s b f_{cd} \varepsilon_{c1} \Sigma}}{2A_s E_s z_s}, \quad (3)$$

де

$$\Sigma = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1}$$

У другому випадку, коли $\sigma_s = -f_{yd}$ вираз для кривизни має вигляд

$$\chi = \frac{b f_{cd} \varepsilon_{c1} \Sigma}{f_{yd} A_s + N} \quad (4)$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\chi}; \quad (5)$$

Відносна кривизна:

$$\bar{\chi} = \frac{\chi}{\varepsilon_{c1}} \quad (6)$$

Відносна деформація арматури:

$$\varepsilon_s = \chi(x_1 - z_s) \quad (7)$$

де z_s - відстань від розтягнутої нижньої арматури до найбільш стиснутої грані перерізу;

Напруження в арматурі визначається за формулою:

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (8)$$

Згинальний момент, що сприймається перерізом:

- для першого випадку розрахунку, коли арматура працює пружно, і весь переріз стиснутий:

$$M_{Rd} = \frac{bf_{cd}}{\chi^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sigma_s A_s (x_1 - z_s) \quad (9)$$

- для першого випадку розрахунку, коли арматура перебуває у стадії текучості, і весь переріз стиснутий:

$$M_{Rd} = \frac{bf_{cd}}{\chi^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sigma_s A_s (x_1 - z_s) \quad (10)$$

- для другого випадку розрахунку, коли арматура працює пружно і в перерізі є зона розтягу :

$$M_{Rd} = \frac{bf_{cd}}{\chi} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sigma_s A_s (x_1 - z_s) \quad ; \quad (11)$$

- для другого випадку розрахунку, коли арматура перебуває у стадії текучості, і в перерізі є зона розтягу:

$$M_{Rd} = \frac{bf_{cd}}{\chi} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} - f_{yd} A_s (x_1 - z_s) \quad ; \quad (12)$$

де

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}$$

Після знаходження сумарного моменту, що сприймає арматура каркасу та бетон балки, визначається додатковий момент від системи підсилення. Для цього замінимо систему підсилення силами, що діють в місцях впливу конструкції підсилення на балку (рис. 2).

Для серії підсилених балок БП-VI розрахунковий згинальний момент склав 15,508 кНм, а відповідний експериментальний момент становив 15,523 кНм [8]. Для даної серії балок розбіжність – незначна, що підтверджує адекватність прийнятої моделі розрахунку.

Висновки. Таким чином, запропоновано методику врахування дії зусиль стрижнево-коткової системи підсилення, що дозволяє достовірно оцінити роботу підсиленого зовнішньою сталевую арматурою згинаного залізобетонного елемента, що підтверджується результатами співставлення даних теоретичних досліджень з даними випробувань.

1. Бабич Є.М., Бабич В.Є. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок: навчальний посібник/ Є.М. Бабич, В.Є. Бабич. – 2-ге видання, перероблене і доповнене.-Рівне: НУВГП, 2017.- С. 10-64.

2. Бетонные и железобетонные конструкции из тяжелого бетона. Основные положения: ДБН В.2.6-98:2009.- [Действ. от 2011-06-01]. - К., 2011.- 71 с. – (Государственные строительные нормы Украины).

3. Бетонные и железобетонные конструкции из тяжелого бетона. Правила проектирования: ДСТУ Б В.2.6-156:2010.- [Действ. от 2011-06-01]. - К., 2011.-

166 с. –(Национальный стандарт Украины).

4. Клименко Є.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник/ Є.В. Клименко. – К.: «Центр навчальної літератури», 2004. – С.171.

5. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений/ Н.М. Онуфриев. – Л., 1965. -342 с.

6. Тарг С.М. Краткий курс теоретической механики/ С.М. Тарг. – М., 1972. – С. 94-103.

7. Патент України (UA) № 109379 С2, МПК 2006 E04C 3/20, E04G 23/02. Конструкція балкова/ Чеканович М.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М.; заявник: Чеканович М.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М.; патентовласник: Чеканович М.Г.- №201410316 заявл. 22.09.2014; опубл. 10.08.2015. Бюл. № 15. – 3 с.

8. Чеканович М.Г. Підсилення залізобетонних балок зовнішньою стрижнево-котковою системою/ М.Г. Чеканович, В.П. Журахівський, О.М. Чеканович//Ресурсоекономні матеріали, конструкції та споруди: зб. Наук. Праць, вип. 36. - Рівне, 2018.- С. 413-420.

1. Babich Ye.M., Babich V.Ye. Rozrakhunok i` konstruyuvannya zali`zobetonnikh balok: navchal`nij posi`bnik/ Ye.M. Babich, V.Ye. Babich. – 2-ge vidannya, pereroblene i` dopovnene.-Ri`vne: NUVGP, 2017.- S. 10-64.

2. Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii iz tyazhelogo betona. Osnovnye polozheniya: DBN V.2.6-98:2009 [Deystv. ot 2011-06-01]. – К., 2011. – 71 s. – (Gosudarstvennye stroitelnye normy Ukrainy). <http://www.dbn.at.ua>.

3. Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii iz tyazhelogo betona. Pravila proektirovaniya: DSTU B V.2.6-1568:2010 [Deystv. ot 2011-06-01]. – К., 2011. – 166 s. – (Gosudarstvennyi standart Ukrainy). <http://www.dbn.at.ua>.

4. Klimenko E.V. Tehnichna ekspluatatsiya ta rekonstruktsiya budivel i sporud: navchalniy posibnik / E.V. Klimenko. – К.: Tsentр navchalnoyi literaturi, 2004. – S. 171. ISBN 966-8253-90-9.

5. Onufriev N.M. Usilenie zhelezobetonnyh konstruksiy promyshlennyh zdaniy i sooruzheniy. – Leningrad, 1965. - 342 s.

6. Targ S.M. Kratkiy kurs teoreticheskoy mehaniki / S.M. Targ. – М., 1972. – S. 94 – 103.

7. Pat. №109379 Ukrayina, MPK E 04S 3/20. Konstruksiya balkova/ Chekanovich M.G., Zhurahivskiy V.P., Chekanovich O.M.; zayavnik i patentovlasnik: Chekanovich M.G. - №a 201410316; zayavl. 22.09.2014; opubl. 25.02.2015, Byul. № 4. <http://uapatents.com/6-109379-konstrukiya-balkova.html>.

8. Chekanovich M.H. Pidsylennia zalizobetonnykh balok zovnishnoiu stryzhnevo-kotkovoioiu systemoioiu/ M.H. Chekanovich, V.P. Zhurakhivskiy, O.M. Chekanovich//Resursoekonomni materialy, konstruksii ta sporudy: zb. Nauk. Prats, vyp. 36. - Rivne, 2018.- S. 413-420.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА ПРИ ТЕМПЕРАТУРНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

*Давиденко М.А., Давиденко А.И.
«Луганский государственный аграрный университет,
г.Луганск»*

***Аннотация.** В статье приведен анализ результатов исследований кинетики развития повреждений сталефибробетонов с деградацией цементной матрицы и стальной фибры при воздействии высоких температур в диапазоне от 200 до 1000°C. Показано существенное различие в изменении прочностных характеристик сталефибробетона в этих диапазонах, обусловленное различной степенью дегидратации цементного камня, заполнителей, а также температурной коррозией фибры.*

***Ключевые слова:** воздействие высоких температур, сталефибробетон, цементно-песчаная матрица.*

UDC 666.97.620.1

STUDY OF THE STRENGTH OF STEEL FIBER CONCRETE UNDER TEMPERATURE INFLUENCE

*Davidenko M.A., d.t.n., professor, Davidenko A.I. k.t.n., docent
"Lugansk State Agrarian University, Lugansk" e-mail: erkovets@gmail.com*

***Abstract.** The article analyzes the results of studies of the kinetics of the development of damage to steel fiber reinforced concrete with degradation of the cement matrix and steel fiber when exposed to high temperatures in the range from 200 to 1000°C. A significant difference is shown in the change in the strength characteristics of steel fiber concrete in these ranges, due to different degrees of dehydration of the cement stone, aggregates, as well as temperature corrosion of the fiber.*

***Keywords:** cement-sand matrix, impact of high temperatures. steel fiber reinforced concrete (SFRC),*

Введение. В настоящее время сталефибробетону уделяют особое внимание, как к одному из наиболее быстро развивающихся эффективных и перспективных строительных материалов. Исследования, проведенные во многих странах мира, показали высокую прочность, трещиностойкость и долговечность сталефибробетона.

Актуальность. Существующие нормативные материалы РТМ-17-01 -

2002 рекомендуют применять сталефибробетон в элементах конструкций, работающих преимущественно на ударные нагрузки, истирание и продавливание. В отношении температурных воздействий, проводятся, в основном, некоторые экспериментальные исследования, результаты которых требуют систематизации для каждого из диапазонов температур с отдельной характеристикой как матрицы бетона так и стальной фибры, что определяет актуальность данных исследований.

Цель исследования: анализ исследований кинетики развития повреждений сталефибробетона с деградацией цементной матрицы и стальной фибры при воздействии высоких температур в широком диапазоне от 200°С до 1000°С и возможность применения имеющихся результатов исследований на образцы толщиной, соизмеримой с толщиной сборных панелей сборно-монолитных конструкций.

Материалы и методы исследования. Исследования сталефибробетонов проводятся с целью выполнения из них тонкостенных (толщиной 20-30 мм) сборных панелей несъемной опалубки сборно-монолитных конструкций при возведении жилых и общественных зданий объектов тепловой и атомной энергетики (рисунок 1), а также при устройстве банковских помещений для хранения ценностей и денежных средств. Несъемная опалубка вдвое сокращает сроки возведения конструкций зданий и сооружений. В связи с этим возникает необходимость в оценке показателей не только эксплуатационных, но и теплофизических характеристик (особенно термических изменений прочности) сталефибробетона при использовании в конструкциях, работающих при повышенных температурах с учетом их аварийных значений.



Рис 1. Термостойкая несъемная опалубка из сталефибробетонных панелей стен зданий и купола Курской АЭС -2.

Сталефибробетонные панели легкие и прочные за счет применения металлической фибры, которая обеспечивает дополнительную жесткость. Они не требуют финишной отделки, поверхность не нужно шпаклевать и штукатурить.

Анализ исследований влияния нагревания на прочность и другие свойства

сталефибробетона показал, что максимальные температуры, достигавшиеся в экспериментах, можно разделить на две группы: нагревание до температур 200-400 °С и нагревание до температуры 600-1200 °С [1]. Исследования огнестойкости сталефибро-бетона проводят, как правило, на образцах в виде кубов или цилиндров размером поперечного сечения 100 мм. Поэтому приведенные в литературе результаты исследования нельзя напрямую применить к тонкостенной (толщиной 20–30 мм) сталефибробетонной несъемной опалубке. Практически во всех исследованиях образцы сталефибробетона нагревали в муфельной печи или газовой горелкой. Максимальные значения температуры, достигаемые в эксперименте, варьируют с шагом 100 или 150 °С. При стандартизированных испытаниях на огнестойкость по ГОСТ 30247.0-94 и ASTM E 119-00a применяют быстрый нагрев со скоростью 30 °С/мин.[2].

После достижения заданной максимальной температуры образцы выдерживают в печи 1 или 2 ч. После этого они остывают в выключенной печи до начальной температуры 20-25 °С.

Матрицу сталефибробетона изготавливают на портландцементе, класса С50. В составы (в основном, высокопрочных и порошковых) матрицы добавляют тонкодисперсные активные минеральные добавки: микрокремнезем (МК), золу-унос (ЗУ), молотый гранулированный шлак (МГШ) или молотый кварцевый песок (МКП) [3].

Для матриц сталефибробетонов умеренной прочности применяют составы с крупным заполнителем диаметром до 20-40 мм, а для матриц особо высокопрочных сталефибробетонов – составы без крупного заполнителя. В порошковых составах применяется заполнитель крупностью до 0,6 мм.

Фибровое армирование позволяет существенно снизить температурную деструкцию конструкций. Процент армирования стальной фиброй от 0,5 до 1,5 %. При нагреве прочность сталефибробетона по сравнению с обычным бетоном при введении стальной фибры до 1 % не изменяется [4] и становится выше при содержании фибры больше 1,5 % [5].

Результаты исследований:

Анализ исследований [6-11] показывает, что в общем случае рост температуры нагрева приводит к снижению прочности сталефибробетона. Однако степень снижения прочности существенно зависит от максимальных температур, которые были достигнуты в исследованиях.

Рост прочности сталефибробетона при нагреве до температуры 200-300°С можно объяснить ускорением пуццолановой активности микрокремнезема, увеличением объема продуктов гидратации и снижением за счет этого пористости [12].

При температуре 400 °С происходит дегидратация гидросиликата кальция, изменение формы кристаллов и появление пор. При этом также улучшается сцепление фибры с матрицей [12].

При нагреве более 500 °С имеет место снижение прочности пропорционально росту температуры [13].

Снижение прочности сталефибробетона при сжатии и нагреве до 500°С объясняется так же расширением заполнителей и усадкой цементного камня, приводящим к развитию трещин.

При температуре 600 °С начинается трансформация и расширение кристаллической фазы и более интенсивное снижение прочности сталефибробетона при сжатии. На поверхности стальной фибры видны следы процесса ее окисления, рисунок 2.

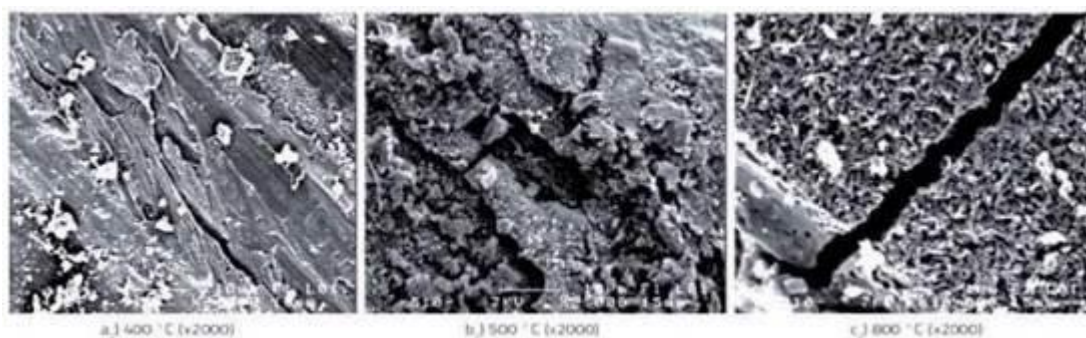


Рис 2. Поверхность волокон стальной фибры после температурных воздействий[8].

В сталефибробетонах с высокой влажностью в диапазоне температур 400-600°С имеют место случаи взрывного характера разрушения с выкалыванием отдельных фрагментов [8]. Взрывное разрушение объясняется давлением перегретого пара, образовавшегося в результате нагрева воды в порах матрицы. При температуре 400 °С и выше давление водяного пара превышает 10-20 МПа, что больше прочности сталефибробетона на растяжение. Одним из распространенных способов борьбы с взрывным разрушением (выкалыванием) является введение 0,2–0,6 % полипропиленовой фибры. Однако обоснование этого явления не до конца изучено. При испытании предварительно высушенных образцов взрывной характер разрушения не проявляется.

В качестве сравнения деградации прочностных свойств сталефибробетона на рисунке 3 приведена зависимость снижения относительной прочности бетона от температуры нагрева.

В работе [12] приводится линейная аналитическая зависимость прочности фибробетона после нагрева до температуры T (R_t , МПа) от начальной прочности R_0 , в которой, помимо температуры нагрева, учтены процент фибрового армирования (μ) и соотношение длины и диаметра фибры (l/d):

$$R = (((0,0008 l/d - 0,03)\mu - 0,113T) + 100R_0)$$

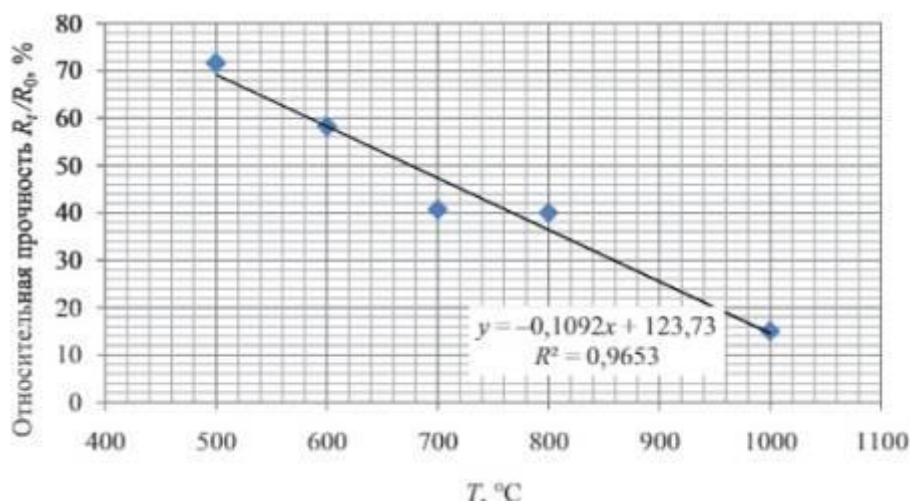


Рис. 3. Зависимость относительной прочности бетона от температуры нагрева.

По данным [12] эта зависимость показала приемлемую точность при обработке результатов экспериментов других авторов.

При 700-800 °С термическое расширение приводит к образованию множества трещин, выходящих на поверхность образцов и к дальнейшему существенному падению прочности сталефибробетона при сжатии. Остаточная прочность сталефибробетона составляет не более 20 % от начальной. Происходит уменьшение сечения волокон стальной фибры и появление на них поперечных трещин [8]. При температуре 1000 °С и выше происходит деградация цементной матрицы и стальной фибры. На поверхности стальных фибр образуются окислы, разрыхляющие металл и снижающие его прочность, рис. 2 [15].

Приведенные выше исследования относятся к влиянию температурного нагрева на прочность сталефибробетона. Исследования в отношении полных диаграмм деформирования сталефибробетона в условиях высоких температур, как принято для бетона (рисунок 4), практически нет. Более того, отсутствуют корректировки предельных деформаций сталефибробетона, что может привести к завышению несущей способности сталефибробетонных оболочек при температурном воздействии.

Выводы.

Анализ имеющихся в литературе данных показал, что, несмотря на значительное число работ, вопрос кинетики развития повреждений сталефибробетона с деградацией цементной матрицы и стальной фибры при воздействии высоких температур изучен недостаточно полно. В первую очередь, это относится к сталефибробетонам с высокопрочной цементно-песчаной матрицей и с высокопрочной стальной фиброй, которые применяют в тонкостенных элементах несъемной опалубки.

Кроме того, на жаростойкость сталефибробетона, как и на другие его физико-механические и эксплуатационные характеристики, большое влияние

оказывает состав и характеристики матрицы, вид и характеристики фибрового армирования, а также геометрические характеристики сталефибробетонных конструкций и режимы температурного воздействия.

Зависимость относительной прочности сталефибробетона как и бетона от температуры нагрева может быть аппроксимирована линейными функциями.

Учитывая, что при температурных воздействиях распределение температуры по толщине испытуемых элементов существенно сказывается на стойкости материала к температуре, приведенные результаты исследований сталефибробетона на образцах в кубах, цилиндрах с размером поперечного сечения 100 мм нельзя на прямую применить к тонкостенной (толщиной 20–30 мм) сталефибробетонной несъемной опалубке. Необходимы соответствующие поправочные коэффициенты.

Следующий этап работы представляется в виде создания базы данных термических изменений прочности и теплофизических свойств сталефибробетонов с анкерной фиброй и установление соответствия класса огнестойкости с учетом толщины оболочки из сталефибробетона.

Список использованных источников

1. ГОСТ 30247.0–94. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования.
2. ASTM E 119-00a. Standard test methods for fire tests of building construction and materials.
3. Альтшулер Б.А. Упруго-пластические характеристики бетона при нагреве поднагрузкой // Бетон и железобетон. – 1974. – № 9. – С. 11-12.
4. СТО НОСТРОЙ 2.27.125–2013. Освоение подземного пространства конструкции транспортных тоннелей из фибробетона. Правила проектирования и производства работ.
5. Swamy R. N. Fiber Reinforced Cement and Concrete // Proceedings of the Fourth RILEM Internal Symposium. London; New York: E & FN Spon, 1992.
6. Deepthy S. Nair. Performance of steel fiber reinforced concrete under elevated temperature // Journal of Mechanical and Civil Engineering. 2016. May-Jun. Vol. 13, Issue 3, Ver. II. Pp. 13–17.
7. Ming-Xiang Xiong, J.Y. Richard Liew. Spalling behavior and residual resistance of fibre reinforced ultra-high performance concrete after exposure to high temperatures // Materials and Constructions. 2015. October–December. Vol. 65, Issue 320.
8. Yuh-Shiou Tai, Huang-Hsing Pan, Ying-Nien Kung. Mechanical properties of steel fiber reinforced reactive powder concrete following exposure to high temperature reaching 800 °C // Nuclear Engineering and Design. 2011. 241(7), 2416.
9. Vikram J., Sekar S. K. Enhancement of concrete sustainability under temperature variation using hybrid fibre reinforcement // Indian Journal of Science and Technology. 2015. October. Vol. 8 (28).

10. Shaikh F. U. A., Tawee M. Compressive strength and failure behavior of fibre reinforced concrete at elevated temperatures // *Advances in Concrete Construction*. 2015. Vol.3, No. 4. Pp. 283–293.

11. Alan Lau. Effect of high temperatures on normal strength concrete and high performance concrete containing steel fibers. M. Phil. The Hong Kong Polytechnic University, 2003.

12. Jihwan Kim, Gyu Pil Lee, Do Young Moon. Evaluation of mechanical properties of steel-fibre-reinforced concrete exposed to high temperatures by double-punch test

//*Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 79. Pp. 182–191.

13. Cheyrezy M., Maret V., Frouin L. Microstructural analysis of RPC // *Cement and Concrete Research*. 1995. 25 (7). Pp. 1491–150.

14. Stepanov V. G., Stepanyuchenko V. S. Obes pe chenie ognestoykosti zhelezobetonnykh stroitel' nykh konstruksiy [Providing fire resistance to reinforced concrete designs]. *Stroitelstvo i arkhitektura – Construction and Architecture*, 2008

15. Wasan I. Khalil. Influence of high temperature on steel fiber reinforced concrete.

Journal of Engineering and Development, 2006, Jun., vol. 10, no. 2, pp. 139–150.

16. Давиденко А.А., Давиденко А.И., Фомин С.Л. Корректировка диаграмм деформирования бетона для проектирования сталежелезобетонных конструкций в случае пожара // *Луганск: ГОУ ЛНР ЛНАУ*, 2020. – № 8(3). – С. 220-229.

References

1. GOST 30247.0–94. Konstrukcii stroitel'nye. Metody ispytaniy na ognestoykost'. Obshhie trebovaniya.

2. ASTM E 119-00a. Standard test methods for fire tests of building construction and materials.

3. Al'tshulep B.A. Uppugo-placticeckie hapaktepictiki betona ppi nagpeve pod nagpuzkoj // *Beton i zhelezobeton*. – 1974. – № 9. – С. 11-12.

4. STO NOSTROJ 2.27.125–2013. Osvoenie podzemnogo prostranstva konstrukcii transportnyh tonnelej iz fibrobetona. Pravila proektirovaniya i proizvodstva rabot.

5. Swamy R. N. Fiber Reinforced Cement and Concrete // *Proceedings of the Fourth RILEM Internal Symposium*. London; New York: E & FN Spon, 1992.

6. Deepthy S. Nair. Performance of steel fiber reinforced concrete under elevated temperature // *Journal of Mechanical and Civil Engineering*. 2016. May-Jun. Vol. 13, Issue 3, Ver. II. Pp. 13–17.

7. Ming-Xiang Xiong, J.Y. Richard Liew. Spalling behavior and residual resistance of fibre reinforced ultra-high performance concrete after exposure to high temperatures // *Materials and Constructions*. 2015. October–December. Vol. 65, Issue 320.

8. Yuh-Shiou Tai, Huang-Hsing Pan, Ying-Nien Kung. Mechanical properties

of steel fiber reinforced reactive powder concrete following exposure to high temperature reaching 800

°C // Nuclear Engineering and Design. 2011. 241(7), 2416.

9. Vikram J., Sekar S. K. Enhancement of concrete sustainability under temperature variation using hybrid fibre reinforcement // Indian Journal of Science and Technology. 2015. October. Vol. 8 (28).

10. Shaikh F. U. A., Tawee M. Compressive strength and failure behavior of fibre reinforced concrete at elevated temperatures // Advances in Concrete Construction. 2015. Vol.3, No. 4. Pp. 283–293.

11. Alan Lau. Effect of high temperatures on normal strength concrete and high performance concrete containing steel fibers. M. Phil. The Hong Kong Polytechnic University, 2003.

12. Jihwan Kim, Gyu Pil Lee, Do Young Moon. Evaluation of mechanical properties of steel-fibre-reinforced concrete exposed to high temperatures by double-punch test

//Construction and Building Materials. 2015. Vol. 79. Pp. 182–191.

13. Cheyrezy M., Maret V., Frouin L. Microstructural analysis of RPC // Cement and Concrete Research. 1995. 25 (7). Pp. 1491–150.

14. Stepanov V. G., Stepanyuchenko V. S. Obes pe chenie ognestoykosti zhelezobonnykh stroitel' nykh konstruksiy [Providing fire resistance to reinforced concrete designs]. Stroitelstvo i arkhitektura – Construction and Architecture, 2008

15. Wasan I. Khalil. Influence of high temperature on steel fiber reinforced concrete.

Journal of Engineering and Development, 2006, Jun., vol. 10, no. 2, pp. 139–150.

16. Davidenko A.A., Davidenko A.I., Fomin S.L. Correction of concrete deformation diagrams for designing steel-reinforced concrete structures in case of fire. 220-229.

УДК 624.01

ПОТЕНЦІЙНА ЕНЕРГІЯ ДЕФОРМАЦІЇ ТРИШАРОВОЇ ПІДКРІПЛЕНОЇ ПЛАСТИНИ

*Ємел'янова Т.А., доцент кафедри будівництва, архітектури та дизайну,
Херсонський державний аграрно-економічний університет*

Вступ. Тришарові пластини, як плоскі елементи конструкцій, знайшли широке застосування в різних галузях техніки і будівництва. Це пояснюється тим, що плоским тонкостінним конструкціям притаманні легкість і раціональність форм, висока несуча здатність, економічність і хороша технологічність. Для розрахунку таких конструкцій найчастіше застосовують

енергетичні методи, що базуються на поняттях потенційної енергії деформації зазначених конструкцій [1,2]. Тому отримання рівняння для потенційної енергії підкріпленої пластини для розробки нових методів розв'язання задач на стійкість та вільні коливання підкріплених тришарових пластин, є актуальною і перспективною задачею.

Основний текст. В роботі розглядається отримання рівняння потенційної енергії пружної деформації тришарової пластини з легким заповнювачем, яка підкріплена ребрами жорсткості (рис.1). Відстань між ребрами, а також їх жорсткості, вважаються однаковими. При цьому ребра розташовані симетрично відносно серединної поверхні тришарової пластини. Для виведення рівняння були прийняті наступні гіпотези: для зовнішніх несучих шарів – гіпотези Кірхгофа – Лява; для заповнювача і ребр – лінійний закон зміни тангенціальних переміщень за товщиною та враховувався згин ребер в вертикальній площині [3].

Для потенційної енергії деформації пластини маємо [4]:

$$U_{nl} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{r+1} \sum_{k=1}^{s+1} \int_{x_{i-1}}^{x_i} \int_{y_{k-1}}^{y_k} \left[\int_{-h-\delta}^{-h} (\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2 + \tau_{12} \gamma_{12}) dz + \int_h^{h-\delta} (\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2 + \tau_{1,2} \gamma_{1,2}) dz + \int_{-h}^h (\tau_{12} \varepsilon_{12} + \tau_{23} \varepsilon_{23}) dz \right] dx dy, \quad (1)$$

де s, r - кількість ребер пластини у напрямку вісей x та y , $x_i, x_{i-1}, y_k, y_{k-1}$ - координати ділянки пластини, що замкнена між ребрами $i, i-1$ та $k, k-1$ (рис.1).

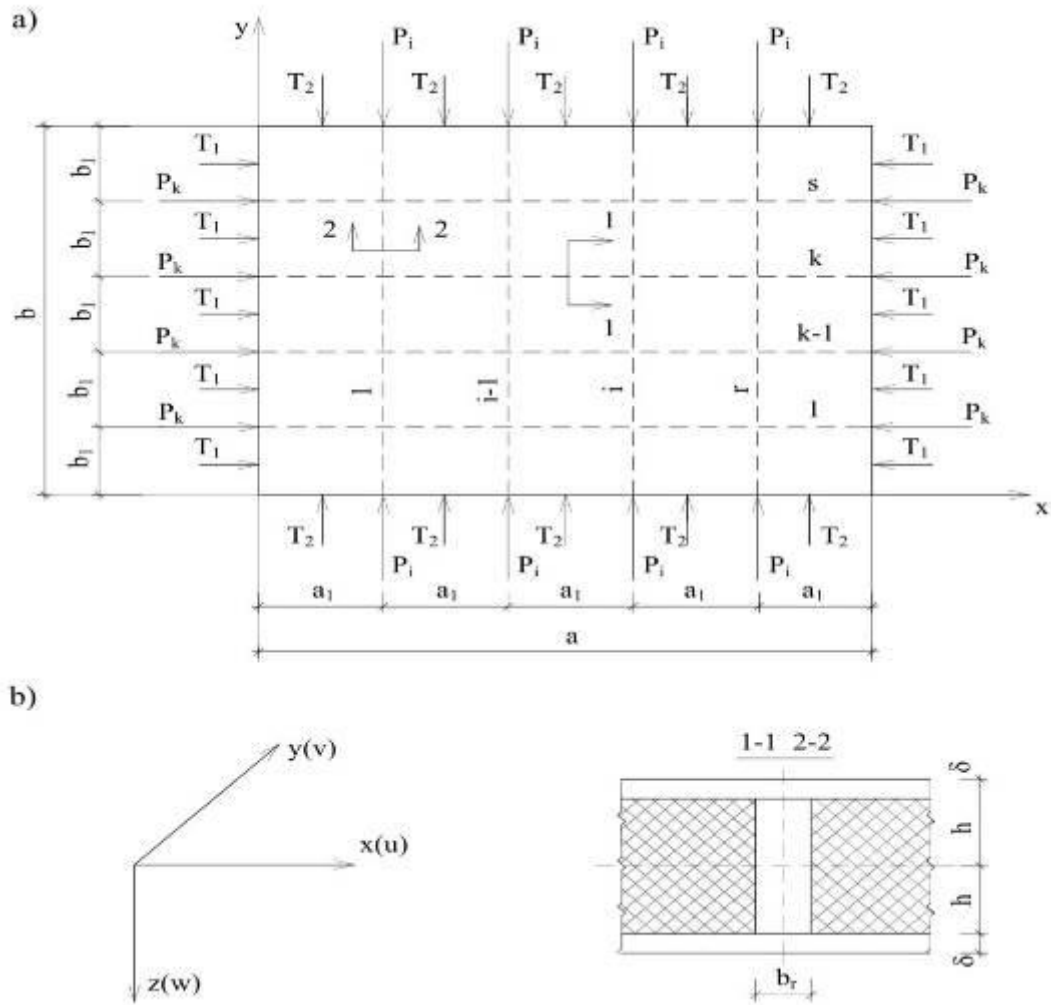


Рис. 1. Схема тришарової пластини з легким заповнювачем, яка підкріплена ребрами жорсткості: а) схема підкріпленої пластини в плані, б) розріз пластини за перерізами 1-1 та 2-2

$$\begin{aligned}
 U_{nl} = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{r+1} \sum_{k=1}^{s+1} \int_{x_{i-1}}^{x_i} \int_{y_{k-1}}^{y_k} \left\{ 2B \left[\left(\frac{\partial U_\alpha}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial V_\alpha}{\partial y} \right)^2 + 2\mu \frac{\partial U_\alpha}{\partial x} \frac{\partial V_\alpha}{\partial y} + \right. \right. \\
 & + \frac{1-\mu}{2} \left(\frac{\partial V_\alpha}{\partial x} + \frac{\partial U_\alpha}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial U_\beta}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial V_\beta}{\partial y} \right)^2 + 2\mu \frac{\partial V_\beta}{\partial y} \frac{\partial U_\beta}{\partial x} + \\
 & \left. \left. + \frac{1-\mu}{2} \left(\frac{\partial V_\beta}{\partial x} + \frac{\partial U_\beta}{\partial y} \right)^2 \right] + 2D \left[(V^2 W)^2 - 2(1-\mu) \left(\frac{\partial W}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial W}{\partial y \partial x} \right)^2 \right) \right] + \right. \\
 & \left. + \frac{2G_3}{h} \left(U_\beta - H \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 + \frac{2G_3}{h} \left(V_\beta - H \frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy. \tag{2}
 \end{aligned}$$

Для потенційної енергії деформації ребер, що паралельні вісі y маємо:

$$U_p = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^r \sum_{K=1}^{S+1} \int_{Y_{k-1}}^{Y_k} \left[\int_{-b_p/2}^{b_p/2} \int_{-h}^h (\tau_{13}\gamma_{13} + \sigma_2\varepsilon_2 + \tau_{23}\gamma_{23}) dx dz + C_i (\omega_{iy})^2 \right] dy. \quad (3)$$

$$U_p = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^r \sum_{K=1}^{S+1} \int_{Y_{k-1}}^{Y_k} \left\{ \frac{2G_{13p} b_p}{h} \left(U_\beta - H \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 + \frac{2G_{23p} b_p}{h} \left(V_\beta - H \frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 + \right. \\ \left. + 2E_p b_p h \left(\frac{\partial V_\alpha}{\partial y} \right)^2 + \frac{2}{3} E_p b_p h \left(\frac{\partial V_\beta}{\partial y} - \frac{\delta}{2} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)^2 + \frac{C_i}{4h^2} \left[\frac{\partial U_\beta}{\partial y} + \left(h - \frac{\delta}{2} \right) \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right]^2 \right\} dy \quad (4)$$

де C_i, C_k - жорсткості ребер на кручення.

Максимальне значення потенційної енергії пластини та ребер:

$$U_{\max} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{r+1} \sum_{k=1}^{s+1} \int_{x_{i-1}}^{x_i} \int_{y_{k-1}}^{y_k} \left\{ 2B \left[\left(\frac{\partial U_\alpha}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial V_\alpha}{\partial y} \right)^2 + 2\mu \frac{\partial U_\alpha}{\partial x} \frac{\partial V_\alpha}{\partial y} + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1-\mu}{2} \left(\frac{\partial V_\alpha}{\partial x} + \frac{\partial U_\alpha}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial U_\beta}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial V_\beta}{\partial y} \right)^2 + 2\mu \frac{\partial V_\beta}{\partial y} \frac{\partial U_\beta}{\partial x} + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1-\mu}{2} \left(\frac{\partial V_\beta}{\partial x} + \frac{\partial U_\beta}{\partial y} \right)^2 \right] + 2D \left[(\nabla^2 W)^2 - 2(1-\mu) \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right)^2 \right) \right] + \right. \\ \left. + \frac{2G_a}{h} \left(U_\beta - H \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 + \frac{2G_a}{h} \left(V_\beta - H \frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 - 2T_1 \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 - 2T_2 \left(\frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy \\ + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^r \sum_{k=1}^{s+1} \int_{y_{k-1}}^{y_k} \left\{ \frac{2G_{xzp} b_p}{h} \left(U_\beta - H \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 + \frac{2G_{yzp} b_p}{h} \left(V_\beta - H \frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 \right. \\ \left. + 2E_p b_p h \left(\frac{\partial V_\alpha}{\partial y} \right)^2 + \frac{2E_p b_p h}{3} \left(\frac{\partial V_\beta}{\partial y} - \frac{\delta}{2} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)^2 + \right. \\ \left. + \frac{C_i}{4h^2} \left[\frac{\partial U_\beta}{\partial y} + \left(h - \frac{\delta}{2} \right) \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right]^2 - P_i \left(\frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 \right\} dy + \\ + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{r+1} \sum_{k=1}^s \int_{x_{i-1}}^{x_i} \left\{ \frac{2G_{yzp} b_p}{h} \left(V_\beta - H \frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 + \frac{2G_{xzp} b_p}{h} \left(U_\beta - H \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 + \right. \\ \left. + 2E_p b_p h \left(\frac{\partial U_\alpha}{\partial x} \right)^2 + \frac{2E_p b_p h}{3} \left(\frac{\partial U_\beta}{\partial x} - \frac{\delta}{2} \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right)^2 + \right. \\ \left. + \frac{C_k}{4h^2} \left[\frac{\partial V_\beta}{\partial x} + \left(h - \frac{\delta}{2} \right) \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right]^2 - P_k \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 \right\} dx. \quad (5)$$

В рівняннях (1 – 5) позначено: ρ_r - щільність матеріалу ребра, що доводиться на одиницю об'єму; ρ_a - щільність матеріалу заповнювача, що доводиться на одиницю об'єму; ρ_o - щільність матеріалу зовнішніх шарів пластини, що доводиться на одиницю об'єму; $B = \frac{E \cdot \delta}{1 - \mu^2}$ - жорсткість на розтяг зовнішніх шарів; $D = \frac{E \cdot \delta^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)}$ - згинальна жорсткість пластини.

Висновки Проаналізовано особливості напружено-деформованого стану підкріпленої тришарової пластини, що дозволило прийняти адекватні вихідні гіпотези та припущення.

Отримані вирази для потенційної енергії деформації тришарової пластини та ребер, а також для максимальної потенційної енергії підкріпленої пластини.

Список використаних джерел:

1. Алфутов Н.А., Трофимов В.В. Энергетический метод расчета оболочек на устойчивость, не требующий определения начального напряженного состояния. *Труды VII Всесоюзной конференции по теории оболочек и пластинок*, Днепропетровск, 1969 г. Москва: Наука, 1970. С. 52–57.
2. Дорофеев В.С., Ковров А.В., Крутий Ю.С., Оробей В.Ф., Сурьянинов Н.Г., Таций Р.М., Ушак Т.И. Новые методы расчета систем с дискретно-непрерывным распределением параметров / Под ред. Н.Г. Сурьянинова. Одесса: ЭВЕН, 2012. 374 с.
3. 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.
4. Yemelianova T. A., Kirichenko V. L. Differential equations of stability and free oscillations of a three-layer plate supported by rigidity ribs. *Perspective trajectory of scientific research in technical sciences: Collective monograph*. Riga, Latvia: “Baltija Publishing”, 9.07.2021. P.132-154.

ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ПОШКОДЖЕНОГО ПРОГОНУ ПІШОХІДНОГО МОСТУ НАД ЗАЛІЗНИЦЕЮ СТАНЦІЇ ХЕРСОН ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ЙОГО ВІДНОВЛЕННЯ

*Чеканович М.Г., к.т.н., професор; Бойко Г. О. студентка 4 курсу;
Херсонський державний аграрно-економічний університет, м. Херсон*

Вступ. Проблема оцінки технічного стану штучних споруд після пошкоджень і надання рекомендації щодо їх відновлення представляється актуальною з огляду на необхідність забезпечення життєдіяльності міст в сучасних умовах України [1]. Зокрема дослідження технічного стану і відновлення пошкодженого прогону пішохідного мосту над залізницею станції Херсон дозволяє забезпечити безпеку пересування пішоходів, зв'язує сполученням мікрорайону Таврійський з залізничним вокзалом і центром міста.

Основний текст. Об'єктом обстеження є крайній прогін пішохідного мосту над залізничними коліями зі сторони мікрорайону Таврійський м. Херсон. Пішохідний міст забезпечує вихід на залізничні платформи та сполучення з мікрорайоном Таврійський.

Крайній прогін пішохідного мосту, як і інші, включає дві залізобетонні балки у поперечному перерізі. Балки мають залізобетонні діафрагми жорсткості. За проектом між собою балки об'єднані по діафрагмам і по плитним частинам балок. Для об'єднання за проектом плит використовуються закладні металеві деталі. Покриття передбачено асфальтове. Прогонова будова має металеве перильне огородження (рис. 1- 3).

При обстеженні встановлено такі дефекти та відхилення (рис. 4- 7):

1. Крайня залізобетонна балка зі сторони мікрорайону Таврійський пішохідного мосту з західної сторони має значні переміщення: по горизонталі - до 180 мм в західному напрямку і 75-100 мм по вертикалі донизу. Утворився зазор між балками по верхній прохідній частині мосту.

2. Діафрагми жорсткості між двома паралельними балками роз'єднані, плитні частини також, відповідно, роз'єднані. Закладні металеві деталі пошкоджені корозією

3. Діафрагма крайньої балки з західної сторони над крайньою опорою має тріщину у місці з'єднання з плитною частиною.

3. Опорна металева частина не виконує свої функції, перекошилася, вийшла з проектного положення, верхній і нижній балансири не співпадають, змістилися. Спостерігається корозія опорної частини, а також значна корозія металевої пластини між опорною частиною і балкою. Встановлено руйнування основи, підливки під нижнім балансиром опорної частини. Це призвело до осідання балки до 75-100 мм, зміщення її до 180 мм по горизонталі.

4. Консольна частина плити балки має ділянки з порушеним захисним шаром бетону, оголенням арматури і її корозією.

5. Зона обпирання під опорною частиною балки зі східної сторони на крайній опорі має ненадійне обпирання на підкладку з двох елементів, корозію опорної частини, порушення місця з'єднання діафрагм. Сколювання бетону крайньої діафрагми в нижній частині зі сторони сходів, тріщини.

6. Асфальтове покриття має дефекти, порушена суцільність, низьку якість.



Рис.1. Загальний вигляд ділянки пішохідного моста із західної сторони в напрямку мікрорайону Таврійський міста Херсон



Рис.2. Загальний вигляд ділянки пішохідного моста з західної сторони в напрямку залізничного вокзалу міста Херсон



Рис.3. Загальний вигляд крайнього прогону пішохідного моста, що обстежується



Рис.4. Порушення суцільності, переміщення в горизонтальному напрямку до 180 мм і вертикальному до 75-100мм балки крайнього прогону пішохідного мосту зі сторони мікрорайону Таврійський міста Херсон



Рис.5. Порушення асфальтового покриття, з'єднання, переміщення крайньої балки з західної сторони по вертикалі до 75-100 мм і по горизонталі до 180 мм



Рис.6. Вид знизу. Порушення з'єднання діафрагм і плитних частин залізобетонних балок прогону пішохідного мосту



Рис.7. Не забезпечене проєктне обпирання балки зі східної сторони крайнього прогону пішохідного мосту. Сколювання, відшарування бетону діафрагми балки



Рис.7. Зсув балки, розташованої із західної сторони прогону, нахил опорної частини, руйнування її опорної зони, підливки, зміщення балансирів опорної частини, місцеве руйнування бетону, корозія опорної частини і металевої пластини над нею, поздовжня тріщина у балці. Стан вузла обпирання - непрацездатний

На основі аналізу результатів технічного обстеження крайнього прогону пішохідного моста над залізничними коліями зі сторони мікрорайону Таврійський біля залізничного вокзалу м. Херсон, враховуючи конструкцію залізобетонних балок, діюче навантаження [2] встановлено, що на час обстеження технічний стан: опорної частини на крайній опорі під балкою і балки з західної сторони 5 – непрацездатний, опорної частини з підкладкою на крайній опорі під балкою і балки зі східної сторони 4 - обмежено працездатний. В цілому крайній прогін пішохідного моста над залізничними коліями зі сторони мікрорайону Таврійський має стан 5 – непрацездатний [3].

Рекомендуються наступні заходи для виконання відновлюваних робіт.

Терміново до початку відновлювальних робіт необхідно огородити західну балку і зазор між балками за умовами техніки безпеки. Тимчасово розкрити західну і східну балки. Наприклад, поставити дерев'яні підпорки з підклинкою на крайній опорі з двох боків балок.

Підняти балку, що розташована з західної сторони за допомогою домкратів, або клинового пристрою, або підйомним краном. Можливий повний демонтаж краном, відновлення і встановлення її в проєктне положення балки.

Під опорною частиною розчистити матеріал до міцного бетону, продути, виконати підготовку, встановити опорну частину в проєктне положення, виконати підливку. Для підливки рекомендується використати відповідну суміш Sika.

Для балки, розташованої з західної сторони, відновити опорний вузол і крайню надопорну діафрагму. Можливо шляхом установки у зоні тріщини діафрагми додаткових арматурних стрижнів з наступним залічуванням сумішшю Sika, або встановленням хімічних анкерів, що пронизують плитну частину над діафрагмою.

Для балки, розташованої зі східної сторони, видалити бетон, що сколовся у діафрагмі балки до міцного, розчистити продути і залікувати сумішшю Sika.

Виконати ревізію опорних частин, відновити їх проєктне положення, положення балансирів або замінити опорні частини на нові.

Відновити закладні деталі балок прогону. За необхідності, встановити нові на хімічних анкерах.

Для надійної роботи прогону рекомендується балку, що розташована зі східної сторони, також підняти, виконати ревізію або заміну опорної частини, замінити основу під опорною частиною, виконати підливку сумішшю Sika.

Очистити поверхню балок (зокрема консольна плитна частина балки з західної сторони) в місцях порушення захисного шару бетону до міцного, видалити шар корозії на арматурі механічним методом або вручну за допомогою щіток до металевого блиску, нанести ремонтний склад суміші Sika. В цілому, рекомендується: очищення струменем поверхні від пилу, нанесення клеєвого розчину типу "Sika MonoTop – 910", нанесення ремонтного матеріалу "Sika MonoTop – 614" .

Опорні частини балок очистити від бруду, корозії, покрити антикорозійним захистом, зібрати, перевірити працездатність, а контактні поверхні балансирів покрити спеціальною змазкою. Поверхні кочення змазати графітовою або

іншою подібною змазкою.

Встановити балки прогону у проектне положення з геодезичним контролем планового і висотного положення.

Виконати з'єднання двох суміжних залізобетонних балок прогону по закладним деталям плитних частин і по діафрагмам за допомогою пластин і стрижнів відповідно. Виконати антикорозійний захист пластин і закладних деталей. Стрижні захистити від корозії в діафрагмах шаром суміші Sika.

Висновки. На основі аналізу результатів оцінки технічного стану та експлуатаційної придатності пішохідного мосту, розташованого над залізницею станції Херсон встановлено, що на час обстеження технічний стан: опорної частини на крайній опорі під балкою і балки з західної сторони – непрацездатний, опорної частини з підкладкою на крайній опорі під балкою і балки зі східної сторони - обмежено працездатний.

В цілому крайній прогін пішохідного моста над залізничними коліями зі сторони мікрорайону Таврійський має стан 5 – непрацездатний. Розроблені рекомендації дозволяють забезпечити безпеку руху пішоходів, приведення споруди до обмежено справного або справного стану.

Список використаних джерел

1. Клименко Є.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник/ Є.В. Клименко. - К.: Центр навчальної літератури, 2004. - С. 171.
2. Розрахунок будівельних конструкцій: навч. Посіб./ Чеканович М.Г., Янін О.Є.- Херсон: Олді-плюс, 2019.-160с.
3. ДБН В.2.3-6:2016. Мости та труби. Обстеження і випробування.

УДК 624.01

ЕНЕРГОЗБЕРІГАЮЧІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ - ПАСИВНІ БУДИНКИ

Волошин М.М., к.т.н., доцент;

Херсонський державний аграрно - економічний університет, м. Херсон, Україна

Постановка проблеми. Енергозберігаючі технології здатні звести до мінімуму непотрібні втрати енергії, що сьогодні є одним з пріоритетних напрямків не тільки на державному рівні, а й на рівні кожної окремо взятої родини. Це пов'язано з дефіцитом основних енергоресурсів, зростаючої вартістю їх видобутку, а також з глобальними екологічними проблемами. Впровадження енергозберігаючих технологій в господарську діяльність як підприємств, так і приватних осіб на побутовому рівні, є одним з важливих

кроків у вирішенні багатьох екологічних проблем - зміни клімату, забруднення атмосфери, виснаження копалин ресурсів та інші. Економія енергії - це ефективне використання енергоресурсів за рахунок застосування інноваційних рішень, які здійснені технічно, обґрунтовані економічно, прийнятні з екологічної та соціальної точок зору, і не змінюють звичного способу життя. Умовно, сучасні енергозберігаючі технології можна поділити на кілька видів, залежно від сфер вживання:

- енергозберігаючі технології на виробництві;
- енергозберігаючі технології на транспорті;
- енергозберігаючі технології індивідуального споживання;
- енергозберігаючі технології загального споживання.

Основні напрями і способи енергозбереження:

- економія електричної енергії (освітлення, електропривод, електрообігрів та електроплити, холодильні установки та кондиціонери, споживання побутових і промислових пристроїв, зниження втрат в електромережі);
- економія тепла (зниження тепловтрат, підвищення ефективності систем теплопостачання);
- економія води (водозабір, споживання у побуті та на виробництві, зниження втрат і підвищення ефективності систем водопостачання);
- економія газу (споживання в побуті та на виробництві, зниження втрат і підвищення ефективності систем газопостачання);
- економія палива (зниження споживання в двигунах внутрішнього згоряння, альтернативні види та гібридні системи, зниження втрат і підвищення ефективності виробництва електричної та теплової енергії).

Енергозбереження - дуже важливе завдання по збереженню природних ресурсів.

Таблиця 1. Розхід теплової енергії за видами будівель в Україні

Індивідуальний житловий будинок 140 м ² загальної площі	Річний розхід тепла, Квт, год/м ³ рік	Питома витрата тепла, Вт год/м ²
Будинки старої забудови (до середини 90-х рр.)	600	125
Будинки згідно ДБН В 2.2-15-2005	150	70
Будинки низького енергоспоживання	70	14-32
Будинки ультра низького енергоспоживання	30-15	14-7
Сучасний пасивний будинок	менше 15	менше 7

Зведення енергозберігаючих будівель

До 2023 року країни Євросоюзу планують перейти на принципово нові будівельні стандарти, що дозволяють зводити енергоефективні будинки, здатні за рахунок поновлюваних джерел виробляти енергії більше, ніж споживають самі. Нові стандарти можна звести до принципу «Трьох нулів» (Triple Zero) - нульове споживання енергії з міської енергосистеми, нульові викиди забруднюючих повітря речовин, нульові обсяги відходів. Цього, зокрема, вимагає директива ЄС з енергоефективності будівель. Поки активні будинку –

здебільшого експериментальні проекти, ціна яких помітно вище, ніж у аналогічних звичайних будинків, в середньому на 20-30%.

Нульове енергоспоживання досягається за рахунок ефективного використання поновлюваних природних джерел енергії, яка трансформується в електрика: сонце, вітер, біопаливо, енергія річок, припливів та відливів і т.п. На сьогоднішній день існує ряд реалізованих проектів, в рамках яких будинки протягом багатьох місяців споживають електроенергії менше, ніж виробляють.

Значний позитивний ефект так само чинить використання сучасних енергозберігаючих технологій та якісної теплоізоляції будівель. Концепція нульового енергоспоживання не виключає можливість підключення до міської електромережі в моменти пікових навантажень або під час дефіциту енергопотужності від поновлюваних джерел, однак після цього в міську мережу з лишком повертається вся спожита енергія.

Використання енергозбереження і біокліматичних технологій в активних будинках до мінімуму знижує шкідливі викиди для людей та довкілля (вуглекислий газ, летучі органічні речовини і т.п.). Після завершення терміну експлуатації будинку його можна легко демонтувати, а всі конструкції піддаються вторинній переробці. Такі будинки не залишають після себе ніяких відходів.



Рис 1. Будинок з додатнім балансом енергії Богдана Кузишина

Активні будинки з'явилися в Україні завдяки Закону про «зелений» тариф. Вже є безліч будівель, які встановили на своїх дахах фотопанелі потужністю до 10 кВт і здатні протягом року перекрити свої витрати в електроенергії, ще й продати значну частину в загальну електромережу. До першопрохідців відносяться: Роман Баб'ячок і Володимир Лисак з Львівщини, Євстахій Крижанівський, Богдан Кузишин.

Під нульовими відходами розуміється не відсутність побутового сміття, а можливість демонтажу будівлі без шкоди для екології. Відслуживши запроєктований термін, будівля повинна легко демонтуватися, при цьому, оскільки всі конструкції складаються з екологічних матеріалів, будівельне сміття піде на вторинну переробку. Іншими словами, знесення будинку не залишить після цього ніяких «слідів».

Варто відзначити, що поки вартість будівництва енергоефективних будинків вище, ніж аналогічних за розмірами будівель, побудованих за традиційними технологіями. В основному різниця у витратах походить від

необхідності закуповувати енергогенеруюче обладнання: вітряки, фотогальванічні панелі, теплові насоси і т.д. Крім того в якості будматеріалів використовується більш дороге і якісне екологічне сировину - дерево, камінь, склобетон та ін.

На сьогоднішній день у світі налічується більше 100 реалізованих проектів активних будинків. Попереду планети всієї, звичайно ж, економні європейці (33 будинки), в США побудували 30 активних будинків, у Латинській Америці понад 20, в Канаді понад 10 і промірних стільки ж в Азії та Австралії разом взяті.

Принципи побудови активних будинків.

Активний будинок з позитивним енергобалансі – це будівля, яка отримує енергію з навколишнього середовища, за допомогою альтернативних джерел, у кількості перевищує власні потрібні. Для мінімізації енерговитрат і економії ресурсів застосовуються кращі технології пасивних і розумних будинків. У сучасності перші ідеї, пов'язані з використанням у житловому будівництві особливостей навколишнього середовища і ландшафту, з'явилися в американського архітектора Френка Ллойда Райта. Він заклав основи нового напрямку в будівництві - органічної архітектури. Її ключовий постулат - будинок повинен доповнювати природу і рельєф, причому доповнювати і плануванням, і матеріалами.

Органічна архітектура не завоювала особливої популярності. Однак через півстоліття зростання числа алергічних захворювань породив моду на екологічно чисті матеріали. А слідом за нею відродилася концепція будівель, що поєднуються з природою. Змінившись під впливом функціоналізму, вона свідчила, що вдома, перебуваючи в балансі з навколишнім світом, повинні бути максимально екологічними і ощадливими. Так з'явилися спочатку пасивні, енергоекономічних будинку, а потім активні.

Проектування активного будинку починається з вивчення місцевості, зокрема: рельєфу; клімату (вологості, світлового режиму, напрямів і швидкостей повітряних потоків); складу повітря і наявності в ньому хімічно агресивних речовин.

Потім відбувається вибір технології будівництва. Енергозберігаючі будинки, як активні, так і пасивні, дуже різноманітні - по суті, кожен такий будинок створюється з нуля. Типових екобудинків не буває. Найчастіше вибір падає на каркасне будівництво, яке сторіччями використовувалося в холодних регіонах світу – Канаді та Ісландії. Каркасні конструкції відносно дешеві і дозволяють гнучко варіювати планування житла, а багатошарові панелі, що утворюють поверхні, забезпечують хорошу теплоізоляцію. Інша перспективна технологія – сітчасті оболонки. Вона поки що рідко використовується для побудови енергоекономічних будинків цілком, але часто застосовується для створення секцій сонячних батарей.

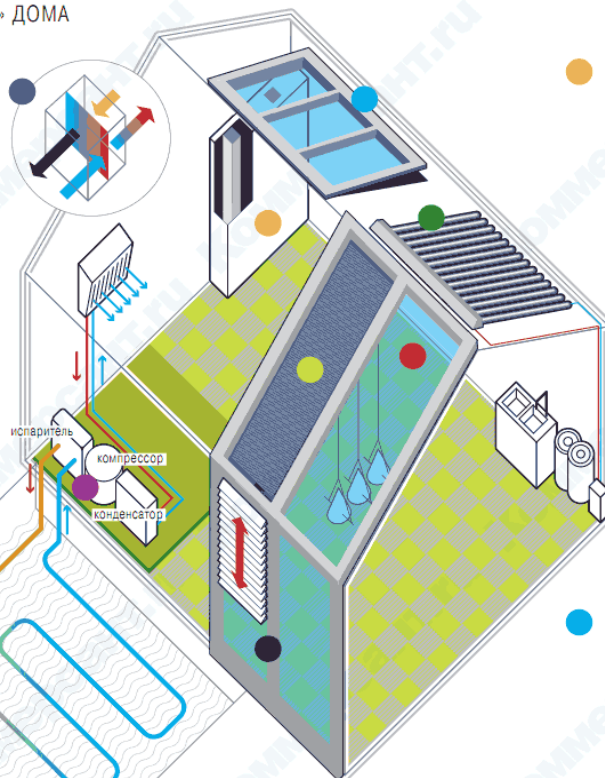
ИНЖЕНЕРНЫЕ РЕШЕНИЯ «АКТИВНОГО» ДОМА

СИСТЕМА ПРИНУДИТЕЛЬНОЙ ВЕНТИЛЯЦИИ С РЕКУПЕРАЦИЕЙ ТЕПЛА
ЧТОБЫ НЕ ТЕРЯТЬ ПРИ ЭТОМ ДРАГОЦЕННОЕ ТЕПЛО, ВЫТЯЖНОЙ ВОЗДУХ ПРОХОДИТ ЧЕРЕЗ РЕКУПЕРАТОР, ГДЕ ПЕРЕДАЕТ ЧАСТЬ ТЕПЛА СВЕЖЕМУ ПРИТОЧНОМУ ВОЗДУХУ.

ТЕПЛОВОЙ НАСОС
ЗА СЧЕТ ХЛАДАГЕНТА, СПОСОБНОГО ИСПАРЯТЬСЯ ПРИ НЕБОЛЬШИХ ТЕМПЕРАТУРАХ, ОТБИРАЕТ НИЗКОПОТЕНЦИАЛЬНОЕ ТЕПЛО У ГРУНТА И ПЕРЕДАЕТ ЕГО ПОМЕЩЕНИЮ.

АКТИВНЫЙ ФАСАД
В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ПОГОДЫ ОДНИ ОКНА ЗАКРЫВАЮТСЯ СТАВНЯМИ, А ДРУГИЕ НАОБОРОТ ОТКРЫВАЮТСЯ. ЗИМОЙ ОБШИРНЫЕ МАНСАРДНЫЕ ОКНА ЮЖНОЙ СТОРОНЫ ИГРАЮТ ЗНАЧИТЕЛЬНУЮ РОЛЬ В ОБОГРЕВЕ ПОМЕЩЕНИЙ.

ОСВЕЩЕНИЕ
МАКСИМАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ДНЕВНОГО СВЕТА. ЕСЛИ ЕГО НЕ ХВАТАЕТ, ПРИМЕНЯЕТСЯ ЭКОНОМИЧНОЕ СВЕТОДИОДНОЕ ОСВЕЩЕНИЕ.



ПАРАФИНОВЫЕ ВСТАВКИ В КОНСТРУКЦИИ СТЕН
ОХЛАЖДЕНИЕ ВОЗДУХА В ЖАРУ ЗА СЧЕТ СЛОЯ ПАРАФИНА, СПРЯТАННОГО В ТОЛЩЕ СТЕН. В ЖАРУ ПАРАФИН ПЛАВИТСЯ И, ПЕРЕХОДЯ ИЗ ТВЕРДОГО СОСТОЯНИЯ В ЖИДКОЕ, ЗАБИРАЕТ ИЗ ВОЗДУХА ЛИШНЕЕ ТЕПЛО. ЗА НОЧЬ ПАРАФИН УСПЕВАЕТ ЗАТВЕРДЕТЬ СНОВА.

СОЛНЕЧНЫЕ КОЛЛЕКТОРЫ
НАГРЕВАЮТ ВОДУ ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ В ОТОПЛЕНИИ И ГОРЯЧЕМ ВОДОСНАБЖЕНИИ.

СОЛНЕЧНЫЕ БАТАРЕИ С АККУМУЛЯТОРАМИ
ОБЕСПЕЧИВАЮТ ОСВЕЩЕНИЕ, РАБОТУ БЫТОВЫХ ЭЛЕКТРОПРИБОРОВ И ТЕПЛОВОГО НАСОСА.

ВЕНТИЛЯЦИЯ
ПРИНУДИТЕЛЬНАЯ ВЕНТИЛЯЦИЯ ИСПОЛЬЗУЕТСЯ ТОЛЬКО В СЛУЧАЕ НЕОБХОДИМОСТИ. ВСЕ ОСТАЛЬНОЕ ВРЕМЯ ЗА СЧЕТ АВТОМАТИЧЕСКИ ОТКРЫВАЮЩИХСЯ ОКОН И ФРАМУГ РАБОТАЕТ ЕСТЕСТВЕННАЯ ВЕНТИЛЯЦИЯ.

**Рис 2. Інженерне рішення активного будинку
Планування будинку з позитивним енергобалансом.**

Вибір технології будівництва обумовлюється головним чином рельєфом і характером ґрунтів, на яких стоятиме будівля. Виходячи зі специфіки клімату, архітектори розробляють модель будинку. Споруда орієнтується таким чином, щоб площа поверхонь, звернених до сонця, була максимальною. Це забезпечує природний нагрів і освітлення, а також можливість використання пристроїв сонячної енергетики і теплонакопичувачів.

Віконні отвори є основним каналом енергообміну будинки та вулиці. Тому відкриття та закриття жалюзі, від яких залежить освітлення, поглинання і віддача тепла, багато в чому здійснюється автоматично. За це відповідають інтелектуальні системи управління – спадок «розумних» будинків. Наприклад, якщо в приміщенні нікого немає і, отже, немає необхідності в освітленні, смужки жалюзі розгортаються «поглинаючою» темною стороною до скла. Зрозуміло, самі вікна активних будинків – це склопакети з якісною теплоізоляцією.

На сьогоднішній день існує безліч альтернативних джерел енергії, посправжньому ефективні лише деякі з них. При будівництві будинків з позитивним енергобалансі найбільше застосування знайшли: сонячні батареї, мініатюрні вітряні електростанції, геотермальні свердловини, теплові насоси.



Рис 3. Будівництво будинків з позитивним енергобалансом

Перші два джерела енергії сильно залежать від клімату і застосовні не скрізь. Тим не менш, ККД сучасних сонячних панелей достатній, щоб забезпечувати будівлю електрикою навіть у високих широтах і країнах з малою кількістю ясних днів. Геотермальні свердловини можуть використовуватися, якщо допустимо глибинне буріння. Їх закладають одночасно з фундаментом; на відміну від сонячних і вітряних установок, перепланування геотермальних джерел енергії практично неможлива. Теплові насоси - установки, безпосередньо використовують другий закон термодинаміки; вони дозволяють «викачувати» тепло прямо із землі і повітря, причому необов'язково теплих. Незважаючи на простоту принципу, ефективність теплових насосів не надто висока і їх застосування носить скоріше експериментальний характер.

Перспективи активних будинків

Перші пасивні (у сучасному розумінні) будинки почали будувати в 80-х роках минулого століття, а вже в 90-х з'явилася ідея активного будинку. Особливий інтерес до проекту виявили Данія і Німеччина, країни, що виділяють серйозні кошти на екологічні дослідження.

Саме в Данії був вперше побудований будинок, що виробляє енергію. Подальші розробки ведуться як в області вдосконалення технологій споруди екобудинків, так і в області проектування цілих міст, що забезпечують себе енергією у відсутності окремих енергостанцій. Такі міста заздалегідь отримали назву «стабільних» - за задумом, вони не тільки економлять енергію, але й взагалі не мають негативного впливу на навколишнє середовище.



Рис 4. Місто Люструп (Данія). Проект під назвою «Active House»

Висновок. Сьогодні все частіше можна зустріти проекти енергозберігаючих будинків. Світ шукає дешеву та чисту енергію. Запаси вугілля і нафти майже вичерпані, джерела енергії дорожчають, підриваючи світову економіку. Посилюється не тільки економічна, але й екологічна криза – на Землі настає глобальне потепління, спостерігається все більше погодних аномалій та природних катаклізмів, а погіршення клімату несе загрозу

сільському господарству. І будинок, на жаль, є активним учасником цього процесу. До 40% вироблюваної в Європі енергії використовують приватні будинки. Потрібно значно зменшити її споживання, інакше може статися, що люди взагалі не зможуть обігріти та освітлити своє житло. Будинок повинен менше забруднювати навколишнє середовище.

Список використаних джерел:

1. Концепція національної екологічної політики України на період до 2020 року.
2. Згуровський М.З. Україна в глобальних вимірах сталого розитку / Дзеркало тижня, № 19 – 2006 р.
3. Регіональна інвестиційна політика енергозбереження : (монографія) / М. А. Вознюк; НАН України, Ін-т регіон. дослідж. ім. М.І. Долішнього. – Львів, 2015. – 413.

УДК 692.415

ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ АВТЕНТИЧНИХ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ В СУЧАСНОМУ БУДІВНИЦТВІ

*Новікова С. М., старший викладач,
ХДАЕУ, кафедра будівництва, архітектури та дизайну
Мирилко М. – здобувач вищої освіти 3 курсу спеціальності 192*

Постановка проблеми. З найдавніших часів дахи будинків покривали матеріалами, які давала людині природа. Ще з часів первісно-общинного ладу люди при зведенні дахів використовували гілки і листя різних рослин, щоб захистити свої оселі від холоду, вітрових поривів, а також від проникнення опадів у будівлю.

Сучасні покрівлі з натуральних матеріалів екологічні та ефектні, а, крім того, безпечні завдяки новим захисним технологіям. Саме тому останнім часом почали повертатися старовинні методи виготовлення покрівель із застосуванням натуральних матеріалів. Тому, не дивно, що очеретяна покрівля набуває популярності. Можна сказати, що в даний час таке покриття покрівлі отримує друге народження і вважається ознакою достатку і доброго смаку.



Основні матеріали дослідження. Очеретяний дах — це, звичайно, не найпоширеніший вид покрівельного матеріалу. Цей матеріал відноситься до елітних типів покрівлі.

Взагалі у світі нараховується сім видів очерету. В Україні цінується два: волинський та одеський. Між ними є біологічна різниця. Найбільші посіви тростини, який можна використовувати для монтажу очеретяного даху знаходяться на берегах Дунаю в селищі Вилкове, Одеської області. Росте такий очерет на лиманах, він не такий крихкий, як на півночі, адже містить захисні речовини, які рослина вбирає із води. Наш очерет користується попитом у країнах Західної Європи - Голландії, Данії та Німеччині.

Саме вдалий час для збору очерету є зима (з 15 листопада по 15 березня), адже саме в цей час рослина досягає максимальної довжини і сухі верхівки видаляються без особливих проблем. Очерет повинен бути не старий, але і не дуже молодий, не пересохлий і приблизно однієї довжини - не менше 1,5 м і не більше 2,5 м, при діаметрі 5-6 мм.

Очерет підсушується і в'яжеться в снопи, в зимовий час зберігається в прохолодному місці.

Для укладання покрівлі з очерету застосовують 2 різних типи, а саме відкритий і закритий. Найбільш популярним в країнах Європи є відкритий тип. Відрізняється відкритий очеретяний дах від закритого. У відкритому типі очеретяні снопи лягають на самі крокви, нічим не приховуючи їх у внутрішній частині. Всередині проглядається покладений очерет.

Очеретяна покрівля закритого типу - для тих хто бажає зробити всередині кімнату і в ній зробити обробку стелі. Принцип цієї технології в тому, що снопи кріпляться і укладаються не так на крокви, а на дошку які укладаються поверх крокв. У цьому випадку потрібно так само використовувати паробар'єр у внутрішній частині. Шви від паробар'єра проклеюються спеціальними бутиловими стрічками. Далі впритул до пароізоляції може укладатися і утеплювач.

Укладання очеретяної покрівлі це трудомістка і відповідальна робота. Очеретяна покрівля - складна архітектурна будова, тому монтаж і всі види робіт повинен виконувати спеціально навчений покрівельник.

На сьогоднішній час існує багато технологій укладання очеретяної покрівлі, зокрема: англійська данська голандська польська та інші. Різниця між цими різними технологіями, яким вже багато сотень років, полягає зокрема у:

- виборі очерету - довжині та його товщини стебел в різних технологіях різняться. Для прикладу в одній із найбільш популярних, такій як голандська, довжина очерету не повинна бути менша за 1,5 метра, а товщина 0,8 мм;
- типу покриття - закрите чи відкрите;
- коник - металевий, керамічний, черепичний, або з іншого матеріалу.

Монтаж очеретяної покрівлі відкритого типу, проводиться на обрешітку з дерев'яних брусків розмірів 50x50 або 40x60 мм, з інтервалом в 300-350 мм. Площинність ската очеретяного даху не повинна бути меншою 30°.

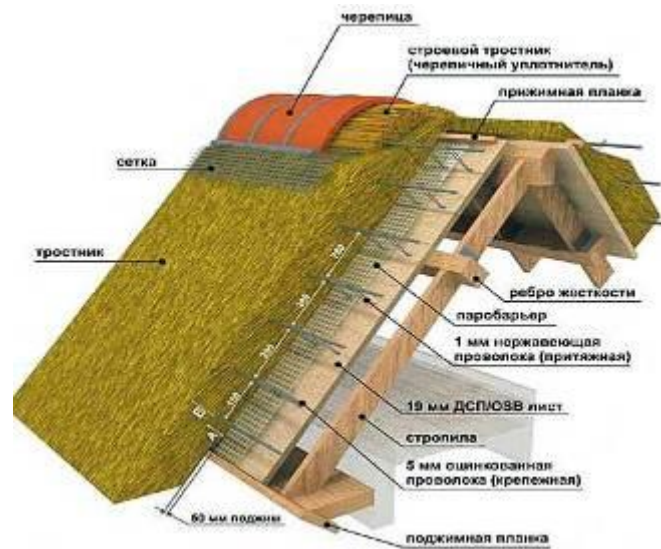
Спочатку до обрешітки кріпляться саморізи, до яких буде кріпитися дріт. А що б дріт не зіпсував очеретяний дах, він повинен бути з нержавіючої сталі. Категорично неприпустиме використання цвяхів. За допомогою дроту снопи очерету кріпляться на даху. Верхні, тобто - другий, третій і т.д. ряди лягають на попередньо укладені таким чином щоб дах виглядав як цілісна конструкція і товщина даху ніде не була нижче 300 мм.

Для укладання очеретяної покрівлі використовується три види пучків: короткі, довгі і грубі з кривими стеблами. Середній та довгий очерет використовується для основної частини покрівельного покриття, а короткий використовується на ковзанах і по фронтонних кутах. Грубий очерет використовується для підкладки і внутрішніх шарів покрівлі.

Вибираються пучки однакової довжини і розмірів. Початковий шар складається з стебел в половину діаметру. Кожен метр покрівлі має вісім пучків.

Підпокрівельна конструкція виконується в двох видах:

- бесідкова – з відкритими кроквами (очеретяна покрівля прикріплюється до крокв і видна коли ви всередині альтанки);
- закрита конструкція з використанням настилу (конструкція рекомендована для облаштування покрівлі, якщо там будуть жити люди).



Перед початком укладання очеретяної покрівлі в основу вкручуються шурупи для прикріплення зігнутого нержавіючого дроту. Укладання очеретяної покрівлі починається знизу з укладанням рядів внахлест. Укладається очерет в пучках по обрешітці. Укріплений шурупами дріт протягається через очерет, що в результаті дає очеретяне покриття, укріплене сталевими стрижнями. Як дріт, так і стрижні при укладанні наступного шару закриваються і візуально не помітні.

Для установки першого шару використовується сходи і ліси нижче рівня карниза на половину метра. Надалі майстер знаходиться на балках покрівлі.

Укладання очеретяної покрівлі починається з правого нижнього карниза. Початковий сніп підв'язується зшивкою з першою рейкою решітки. Початковий сніп встановлюється під кутом під 45° , між фронтоном та карнизом виходячи на тридцять градусів.

Перша смуга починається укладанням очерету для карниза, задаючи рівномірність лінії кінчиків, та повну товщину на тридцять сантиметрів самої покрівлі. Початкова підв'язка сильно зміцнюється і притискається дротом.

Перший притиск виконується на відстані 20 см від притискної планки. Другий притиск - з відступом в 12 см від першого. Усі наступні притиски виконуються на відстані 28-30 см один від одного.

Пучки для карниза зв'язуються з балкою фронтону. Далі вони щільно вклинюються підбиттям лопаткою, створюючи лінію і форму нахилу карниза і фронтону. Очерет встановлюється за обраним нахилом покрівлі за допомогою підбиття очерету знизу вгору.

Встановивши смугу карниза і перший метр ширини карниза по поверхні, встановлюють грубий очерет.

Установка другого пучка очеретяної покрівлі проводиться щільно до минулого шару і паралельно балці.

Ряд притискається оцинкованим дротом з діаметром п'ять міліметрів кожні тридцять сантиметрів. Зміцнення покрівлі відбувається проведенням дроту під балкою.

Після установки шару очерет збивається лопаткою для отримання

однакового скосу покрівлі. Нагорі шару залишається невелика кромка для вирівнювання наступного шару.

Установка верств відбувається поступово до коника крівлі з однаковим шаром в 30 см.

При установці кромка смуги тимчасово утримується двома гаками, встановленими в попередній шар. Поступово вони переміщуються по мірі пересування до останнього шару. Новий шар встановлюється трохи зрушеним назад. Чим ближче до карнизу, тим менше ставиться відступ, а ближче до коника він збільшується. Така особливість зменшує візуальну вертикальну лінію і борозну, по яких може збігати вода.

На верхніх рядах очеретяної покрівлі використовуються пучки з коротким стеблом.

Для формування згина коника з пучків очерету створюють крутий нахил промочують у воді і мокрим встановлюють на покрівлю, щоб при висиханні він зберіг форму коника. Кінцевий шар пучків зв'язується з коником, а залишок стебел зрізається на рівні конькових пучків.

Для надання закінченого вигляду очеретяна покрівля підбивається лопаткою.

Через рік після зведення, дах необхідно поправити, заново ущільнити, потім розчесати щітками.

Для виконання покрівлі з очерету застосовуються наступні пристосування:

- притискна планка, яка фіксує шари покриття;
- прищіпки затискні (не менше 30 штук), що підтримують снопи (ту ж функцію можуть виконувати гаки);
- шурупи - для прикріплення в'язального дроту;
- сталевий дріт;
- спеціальні лопатки різних розмірів для підбиття шарів очерету;
- гребінка (дошка з вбитими цвяхами) для підбиття і вичісування торців;
- заокруглена голка - використовується при методі перев'язки снопів дротом;
- спеціальні кілочки (кнехти) для підтримування снопів і промірювання глибини шару.

До недоліків покрівлі з очерету можна віднести її привабливість для птахів, які можуть почати гніздитися на такій покрівлі. Щоб подібного не сталося, потрібно прагнути створити при укладанні якомога більш щільний поверхневий шар покриття.

Найбільш актуальним питанням пов'язаним з покрівлею з очерету є її безпека і саме пожежна безпека.

Дах з очерету обов'язково обробляється спеціальними домішками – антипіренами. Невидима плівка, якою покривається кожна з стеблинок, створює захисний бар'єр який не дозволяє не тільки підпалити сам очерет, але і якщо це трапиться то вогонь не поширюватиметься. Очерет покритий такими домішками, максимально що буде, тільки тліти в місці підпала, але ніяк не горіти. Процеси займання та загоряння після обробки сповільняться. Але повного захисту від загоряння обробка антипіренами не дає. У зв'язку з цим при

проектуванні будинків з горючих природних матеріалів передбачаються додаткові методи захисту від пожежі. Відмітка верху димової труби на будинках з очеретяними покрівлями задається вище, ніж на будівлях з традиційними покрівлями. При проектуванні будівлі з рослинних покрівельних матеріалів обов'язково потрібно передбачити евакуаційні виходи з мінімальним нормативним відстанню до них з різних точок місцезнаходження людей. Найнадійнішим захистом від загоряння буде установка якісної автоматичної системи пожежогасіння.

Захищеність очеретяною даху від ураганів залежить не тільки від самого очерету, а й від максимально правильного його укладання. При правильній, професійній кладці, покрівля з очерету витримає пориви вітру до 25 метрів на секунду. Такими відмінними характеристиками не зможе похвалитися такі традиційні покрівлі як натуральна черепиця або шифер.

Висновок. Дах з очерету є екологічним, оригінальним та надійним способом оформлення житла. При використанні його для покриття даху в приміщенні будь-якої пори року буде підтримуватися оптимальна та комфортна температура.

Споруди з очеретяним дахом завжди виглядають оригінально та стильно, але найголовніше – вони відмінно гармонують із навколишнім середовищем, перетворюючись на автентичний об'єкт ландшафтного дизайну.

Інтернет джерела:

1. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/index/>
2. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/article/11/>
3. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/article/13/>
4. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/article/15/>
5. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/article/16/>
6. <http://stroytechnology.net/budivelni-roboty/1689-dax-z-ocherety-svoimyrkamy.html>
7. <http://vidpoviday.com/dax-z-ocheretu-perevagi-yak-zrobiti-i-doglyadati>
8. <http://poradu24.com/remontu/dax-z-ocheretu-svo%D1%97mi-rukami-foto-technologie.html>
9. <https://prom.ua/p663487491-dah-ocheretu.html>

ГІДРОІЗОЛЯЦІЙНІ МАТЕРІАЛИ ПЕНЕТРОН

*Дармосюк Ігор Леонідович, керівник Херсонського філіалу Darmosiuk Ihor
Компанія Пенетрон-Одеса Україна, м. Херсон*

Анотація.

Що таке «Пенетрон»?

Це система матеріалів, що застосовуються для гідроізоляції збірних і монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій. Матеріали системи

«Пенетрон» застосовуються тільки по вологій поверхні, не потрібно їх попередня сушка, що значно знижує витрати при виконанні робіт. Застосування матеріалів системи «Пенетрон» однаково ефективно як з зовнішньої, так і з внутрішньої сторони конструкції, незалежно від напрямку тиску води.

Ключові слова:

Гідроізоляція глибокого проникнення; Пенетрон; Пенекрит.

Гидроизоляционные материалы Пенетрон

Что такое «Пенетрон»?

Это система материалов, применяемых для гидроизоляции сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций. В основную линейку входят шесть материалов:

«Пенетрон» – сухая строительная гидроизоляционная проникающая смесь, предназначенная для гидроизоляции бетонных и железобетонных элементов конструкций за счет повышения их водонепроницаемости путем заполнения пор и микротрещин дендритными кристаллическими новообразованиями и свойства «самозалечивания» трещин раскрытием до 0,4 мм. <https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/penetron/>

«Пенекрит» – сухая строительная гидроизоляционная поверхностная смесь, предназначенная для гидроизоляции статичных трещин, швов, стыков, вводов коммуникаций, сопряжений и примыканий за счет высокой водонепроницаемости и отсутствия усадки. Обладает повышенной адгезией к бетону, металлу, камню, пластику и другим материалам. Характеризуется удобоукладываемостью и тиксотропностью. <https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/penekrit/>

«Пенетрон Адмикс» – сухая гидроизоляционная добавка в бетонную смесь, предназначена для гидроизоляции ограждающих конструкций путем повышения и обеспечения водонепроницаемости бетона на стадии бетонирования или изготовления за счет заполнения пор кристаллическими новообразованиями и приобретения бетоном свойства «самозалечивания» трещин раскрытием до 0,4 мм. <https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/penetron-admiks/>

«Пенебар» – гидроизоляционный полимерно-бентонитовый гидроактивный расширяющийся жгут, предназначенный для гидроизоляции технологических (рабочих) швов бетонирования при строительстве зданий и сооружений, а также для гидроизоляции мест ввода инженерных коммуникаций как на этапе строительства, так и при выполнении ремонтных работ. При взаимодействии с водой гидроизоляционный жгут способен разбухать до 300 %. При наличии воды в ограниченном пространстве «Пенебар» создает плотный водонепроницаемый гель, образующий барьер для фильтрации влаги. <https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/penebar/>

«ПенеПлаг» – сухая строительная гидроизоляционная поверхностная быстросхватывающаяся смесь, предназначенная для мгновенной остановки течей воды за счет повышенной стойкости к размыванию водой, быстрого схватывания и расширения при последующем твердении.
<https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/peneplag/>

«Ватерплаг» – сухая строительная гидроизоляционная поверхностная быстросхватывающаяся смесь, предназначенная для быстрой остановки течей воды за счет быстрого схватывания и расширения при последующем твердении.
<https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/vaterplag/>

Помимо этого в линейке представлены инъекционные материалы «ПенеПурФом» и «ПенеСплитСил», а также система для гидроизоляции деформационных швов «ПенеПокси».

<https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/penepurfoam/>

<https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/penesplitsil/>

<https://penetron.com.ua/products/gidroizolyaciya/peneband/>

Особенности материалов «Пенетрон»

1. материалы системы «Пенетрон» применяются только по влажной поверхности; не требуется их предварительная сушка, что значительно снижает затраты при выполнении работ;
2. технология применения материалов не требует сложной и длительной подготовки поверхности;
3. материалы просты в использовании, следует лишь четко соблюдать инструкцию по применению;
4. применение материалов системы «Пенетрон» одинаково эффективно как с внешней, так и с внутренней стороны конструкции, независимо от направления давления воды;
5. использование материалов «Пенетрон» приводит к значительному повышению марки бетона по водонепроницаемости и морозостойкости;
6. в случае механического повреждения обработанной поверхности приобретенные высокие гидроизоляционные и защитные свойства бетонной конструкции сохраняются;
7. наиболее эффективный и экономичный в сравнении с другими видами и способами гидроизоляции;
8. обработанный раствором смеси «Пенетрон» бетон или бетон с гидроизоляционной добавкой «Пенетрон Адмикс» сохраняет паропроницаемость;
9. обработанный раствором смеси «Пенетрон» бетон или бетон с гидроизоляционной добавкой «Пенетрон Адмикс» приобретает коррозионную стойкость к воздействию агрессивных сред;
10. обработанный раствором смеси «Пенетрон» бетон или бетон с гидроизоляционной добавкой «Пенетрон Адмикс» приобретает свойство «самозалечивания» трещин шириной до 0,4 мм;
11. материалы применяются на строящихся и эксплуатируемых сооружениях всех категориях трещиностойкости;

12. применение материалов позволяет предотвратить коррозию арматуры в железобетоне;
13. материалы применяются даже при воздействии высокого гидростатического давления;
14. обработанный бетон сохраняет все приобретенные гидроизоляционные свойства даже при наличии высокого радиационного воздействия;
15. материалы сертифицированы для использования в системе хозяйственно-питьевого водоснабжения;
16. материалы не токсичны, не горючи, не взрывоопасны;
17. материалы имеют длительный срок хранения – 18 месяцев с даты производства при условии ненарушенной герметичности заводской упаковки.
18. применение материалов позволяет обеспечить долговечную гидроизоляцию – на весь срок службы бетонного сооружения.

Где применяются материалы «Пенетрон»

Материалы применяются для устройства и восстановления гидроизоляции существующих и находящихся в стадии строительства монолитных и сборных бетонных и железобетонных конструкций всех категорий трещиностойкости класса не ниже В10 (М150), например:

Гидротехнические сооружения:

Резервуары (открытые, обвалованные, заглубленные и т. д.)

Шлюзы

Плотины

Бассейны (открытого и закрытого типа)

Колодцы

Доки

Причалы

Конструкции очистных сооружений (аэротенки, отстойники, насосные и т. д.)

Бетонные дамбы и т. д.

Конструкции объектов жилищного и коммерческого строительства:

Фундаменты

Подвальные помещения

Подземные сооружения (парковки, гаражи, переходы и т. д.)

Балконы

Эксплуатируемые и неэксплуатируемые кровли

Лифтовые шахты и т. д.

Сооружения промышленного и агропромышленного назначения:

Производственные помещения

Бассейны градирен

Овощехранилища

Дымовые трубы

Шахты
Бункеры
Бетонные сооружения, подверженные агрессивному воздействию и т. д.

Объекты ГО и ЧС:

Убежища
Пожарные резервуары и т. д.

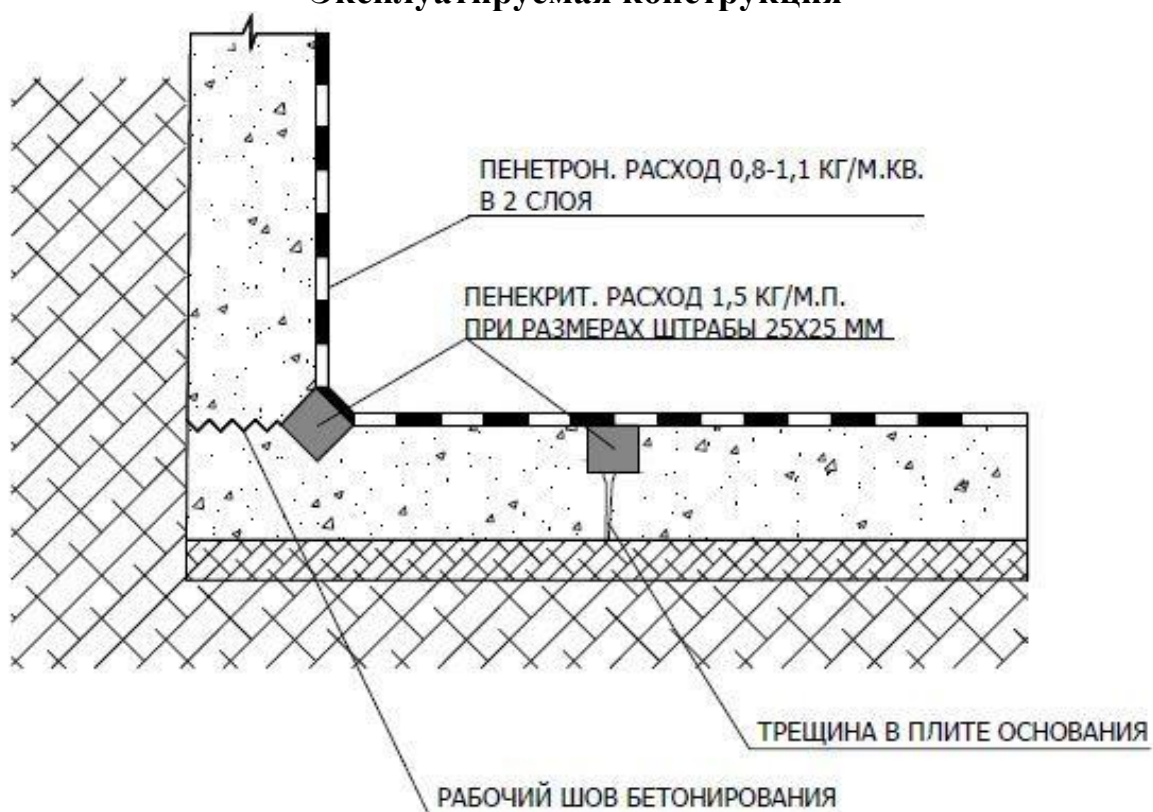
Объекты энергетического комплекса:

Бассейны выдержки ОЯТ
Насосные станции
Хранилища ОЯТ
Каналы
Эстакады топливоподачи
Кабельные тоннели
Бетонные сооружения, подверженные радиационному воздействию и т. д.

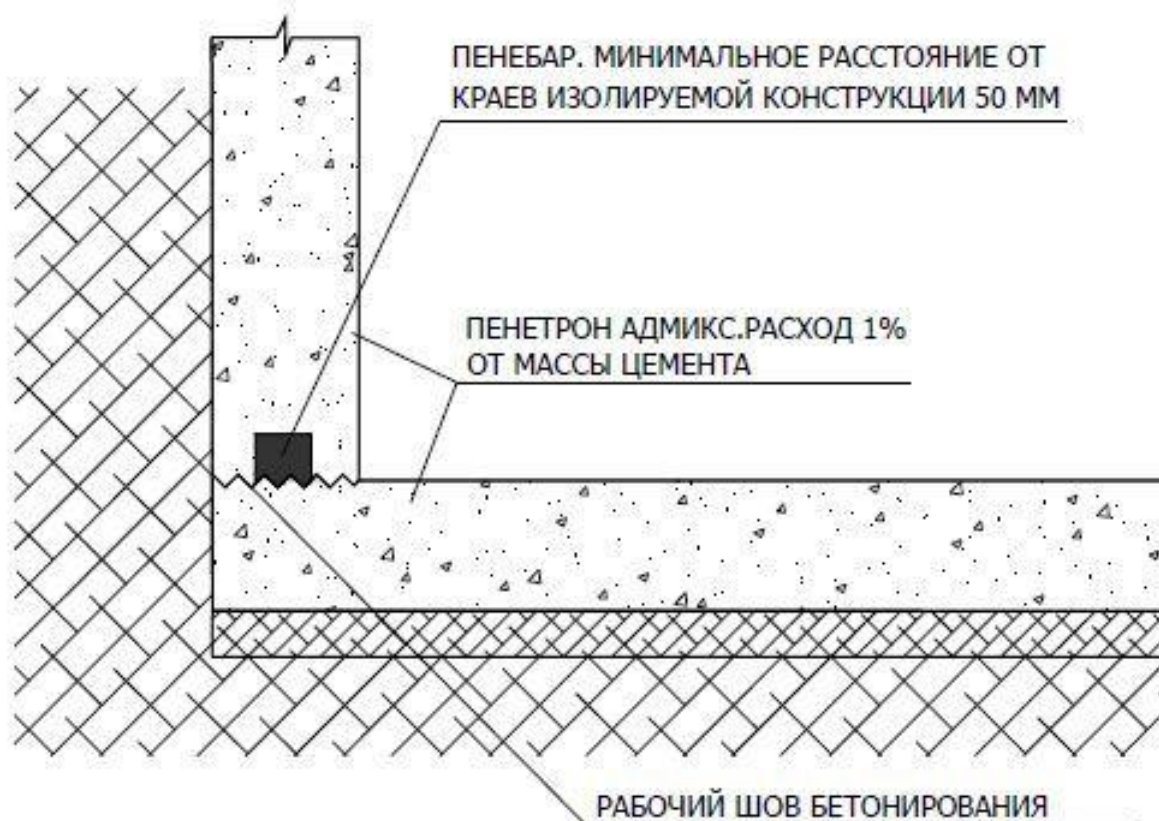
Объекты транспортной инфраструктуры:

Тоннели (автомобильные, железнодорожные, пешеходные и т. д.)
Метрополитены
Аэродромы
Элементы мостов и дорог и т. д.

**Типовые узлы
Эксплуатируемая конструкция**



Конструкция на этапе строительства



Waterproofing materials Penetron

Annotations.

What is “Penetron”? It is a system of materials, used for waterproofing prefabricated and solid concrete and reinforced concrete structures. The materials of a system “Penetron” are applied only on wet surfaces, you don't need pre-drying that significantly reduces performance of work.

Application of the materials of a system “Penetron” is equally effective with both external and internal construction sides, regardless of the direction of water pressure.

Keywords :

deep penetration waterproofing, Penetron, Penecrete.

Гидроизоляционные материалы Пенетрон

Аннотация.

Что такое «Пенетрон»?

Это система материалов, применяемых для гидроизоляции сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций. Материалы системы «Пенетрон» применяются только по влажной поверхности, не нужно их

предварительная сушка, что значительно снижает затраты при выполнении работ. Применение материалов системы «Пенетрон» одинаково эффективно как с внешней, так и с внутренней стороны конструкции, независимо от направления давления воды.

Ключевые слова:

Гидроизоляция глубокого проникновения; Пенетрон; Пенекрит.

Список использованной литературы

1. ВСН 104-93. Нормы по проектированию и устройству гидроизоляции тоннелей метрополитенов, сооружаемых открытым способом. М., Корпорация Трансстрой, 1993.
2. Гармаш А.И., Галинский А.М., Баглай А.П. Гидроизоляция зданий и сооружений. К. НДИБВ. 2012
3. Гармаш А.И. Система многоступенчатой гидроизоляции подземных частей зданий. Новые технологии в строительстве. 2012. №2
4. Майкл Т. Кубал. Справочник строителя. Гидроизоляция зданий и сооружений. Техносфера. М. 2012
5. Подземная гидроизоляция монолитных и сборных бетонных и железобетонных конструкций и эксплуатируемых кровель с применением материалов системы Пенетрон. ОАО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ». М. 2008
6. Покровский В.М. Гидроизоляционные работы. Справочник строителя. М. Стройиздат, 1985
7. Попченко С.Н. Гидроизоляция сооружений и зданий. Л, Стройиздат, 1981.
8. Шилин А.А. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений. Технология строительства. 2001. №1, 2, 3, 4, 5
9. СН 301-65. Указания по проектированию гидроизоляции.

List of references

1. ВСН 104-93. Standards for the design and waterproofing of underground tunnels constructed in an open way. M., Transstroy Corporation, 1993.
2. Garmash A.I., Galinsky A.M., Baglay A.P. Waterproofing of buildings and structures. K. NDIBV. 2012
3. Garmash A.I. System of multi-stage waterproofing of underground parts of buildings. New technologies in construction. 2012. No2
4. Michael T. Kubal. Reference builder. Waterproofing of buildings and structures. Technosphere. M. 2012
5. Underground waterproofing of monolithic and precast concrete and reinforced concrete structures and exploited roofs using Penetron system materials. OJSC TsNIIIPROMZDANIY. M. 2008
6. Pokrovsky V.M. Waterproofing works. Reference builder. M. Stroyizdat, 1985
7. Popchenko S.N. Waterproofing of structures and buildings. L, Stroyizdat, 1981.
8. Shilin A.A. Waterproofing of underground and buried structures. Construction

technology. 2001. No. 1, 2, 3, 4, 5

9. СН 301-65. Guidelines for the design of waterproofing.

УДК 528.2:6П8(477)

РОЗВИТОК ДЕФОРМАЦІЙ КАРКАСНОЇ БУДІВЛІ ФАКУЛЬТЕТУ АРХІТЕКТУРИ ТА БУДІВНИЦТВА

Larisa Zrazhevskaya, Independent scholar, Israel

Вступ. П'ятиповерховий каркасний корпус факультету архітектури та будівництва був збудований на початку 70-х років минулого сторіччя. Фундаментом його слугує – монолітна залізобетонна плита з влаштованим температурно-просадочним швом на лесових ґрунтах.

Для зменшення можливого просідання основи під плитою було проведено поверхневе ущільнення ґрунту в котловані майбутньої споруди. В результаті тимчасового замочування підвалу споруди із водонесучих мереж на початку 80-х років проявились просадочні явища, які викликали критичну деформацію корпусу та необхідність проведення ремонтно-відновлюваних робіт. Пізніше активне просідання основи корпусу спостерігались в 1996-1999 рр. та 2004-2006 рр. Максимальним за абсолютною величиною осідання споруди спостерігалось в 2006 році.

Основна частина. Територія університету розташована на лесовій рівнині міжріччя Дніпра та Кошової. І саме лесовим породам, які підстиляють основу фундаменту споруди корпусу, властиві суттєві просідання при замочуваннях ґрунтової товщі.

Дослідження осідання корпусу факультету архітектури та будівництва проводилось за допомогою геодезичних спостережень. Зокрема, нівелюванням IV класу точними нівелірами Н-3 визначалось осідання стінних марок, вмурованих в цокольну частину, а відхилення стін від вертикалі (крен) визначалось точними теодолітами 2Т-5К чи електронним тахеометром. Нівелювання корпусу проводилось завжди за однією і тією ж схемою, з дотриманням вимог Інструкції по нівелюванню I-IV класів. Проведене в 2016 році порівняння зйомок оптичним нівеліром Н-3 та цифровим DiNi-03 показало, що результати вимірювань дуже близькі між собою за винятком відмінностей лише в останніх цифрах позначок марок (0-10мм). Це говорить про достатню точність визначення просідання споруд нівелювання IV класом за допомогою Н-3. Крен споруди обчислювали за лінійним відхиленням верхньої частини рогу споруди від двох створів у поздовжньому та поперечному напрямках при двох положень вертикального кола теодоліта. Прилад встановлювали в робоче положення точно в створі стіни і за вертикальним штрихом сітки ниток, наведеним на саму високу точку рогу споруди, а потім прямовисно опущеним на лінійку при основі корпусу, визначали крен стіни. З

двох визначень брали середнє, а потім обчислювали результуючу величину крену із двох створів.

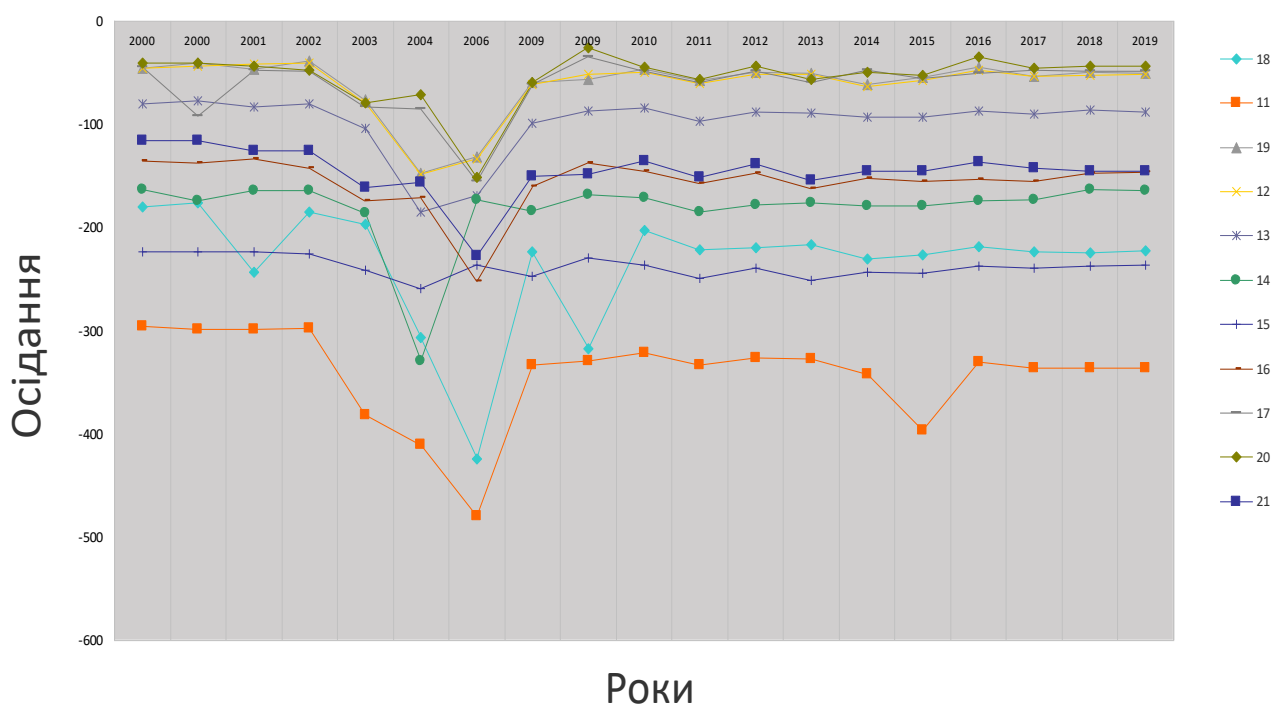


Рис. 1. - Динаміка осідання основи споруди в часі

В даній статті наведено спостереження за останні 20 років. На рисунку 1 видно, що найбільша величина осідання, за весь період, приходить на марки 11 і 18 в північно-західній частині та 14 і 15 в південно-східній. Максимальне розходження температурно-просадочного шва спостерігається у верхній частині корпусу між марками 17 і 20 та 12 і 19. Але, крім того, за рахунок скручування споруди корпусу в різних напрямках утворилась ще одна суттєва тріщина на дворовому фасаді між стінними марками 20 та 21 в місці влаштування сходових маршів з відхиленням кладки від вертикалі до 190мм.

Максимальні значення осідання марок за роки дослідження спостерігались в 2006 році, це марка М-11 – 479мм та марка М-18 – 432мм (див. рис.1). Фактичні осідання марок, за якими проводилось спостереження, свідчать про різку провальну деформацію просадочних ґрунтів в часі, залежно від локального замочування ґрунту із водонесучих комунікацій у випадку їх прориву. В подальшому спостерігали стабілізацію процесу осідання та навіть деякого підйому частини фундаментної плити споруди за рахунок процесу її скручування та випинання породи, а величина загальної просадки М-11 у даному році склала - 342мм, як і у попередні роки.

Слід відзначити, що припинення подальшого осідання М-11 обумовлене добудовою двоповерхового з'єднуючого корпусу між корпусом факультету архітектури та будівництва та головним корпусом. Але новий корпус також потерпає від деформації основи під ним. Зокрема, зовнішня стіна на північному боці має суттєві тріщини (55-75мм), а також зміщення цегельної кладки в окремих шарах, що може свідчити про несприятливий гідрогеологічний режим ґрунтової основи під фундаментом.

Крім того, на розі корпусу факультету архітектури та будівництва, саме над геодезичною маркою М-11 спостерігається цікаве явище – зовнішня причілкова стіна отримала крен в бік з'єднувального корпусу (в межах 125-155мм) і на рівні третього поверху сілікатна цегла почала руйнуватись. Від третього поверху до низу споруди крен не збільшується, а залишається в межах 125мм за рахунок підпірної стіни. Стіна головного фасаду в цьому місці за рахунок осідання основи отримала крен 285мм, а результуюча склала 305мм. Приблизно такий же крен рогу споруди над маркою М-18 з результуючою – 280мм в північно-західному напрямку.

Причілок корпусу з боку вулиці Садової має крен 412мм в південно-східному напрямку. Саме таке осідання основи споруди в різні боки спричинило розкриття тріщини по температурно-просадочному шву в межах 260-310мм на п'ятому поверсі.

Висновки. Деформація споруди можливо проходить з наступних причин:

- допущених помилок при визначенні категорії ґрунтів за просадочністю на стадії інженерно-геологічних вишукувань;
- не використання в ході будівництва ефективних методів попередньої підготовки основи споруди;
- порушення правил експлуатації споруд на просадочних ґрунтах, а саме багаторазове підтоплення корпусу, неякісна гідроізоляція каналізаційної мережі вздовж корпусу, неорганізована система водовідведення та ін.

УДК 624.01

СТРУКТУРА БУДІВЕЛЬНИХ ПРОЦЕСІВ

Волошин М.М., к.т.н., доцент;

*Кльоб К.К., здобувач вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
Херсонський державний аграрно - економічний університет, м. Херсон, Україна*

Постановка проблеми. Будівництво – це область виробництва, що виконує процеси, пов'язані із зведенням будинків і споруд. У будівництві виробничі процеси класифікують на дві групи: зовнішньо майданчикові процеси і процеси будівельного майданчика (внутрішньо майданчикові), кожен з яких вирішує певні завдання і має свою класифікацію. Основою класифікації процесів будівельного виробництва є розподіл їх за технологічними ознаками на заготівельні, транспортні, підготовчі й монтажні-укладальні.

Основні матеріали дослідження. За допомогою заготівельних процесів об'єкт, що зводиться, забезпечується необхідними напівфабрикатами, деталями і виробами. Ці процеси звичайно виконують на спеціалізованих підприємствах (заводах збірного залізобетону, заводах товарного бетону та ін.), але також в умовах будівельного майданчика (приоб'єктні бетонорозчинні вузли, арматурні

цехи та ін.).

Транспортні процеси включають доставку матеріальних елементів і технічних засобів до місця проведення робіт. Ці процеси включають операції навантаження, розвантаження і складування. Транспортні процеси поза будівельним майданчиком здійснюються загально-будівельним транспортом (від підприємств - виробників до складів будівельного майданчика чи безпосередньо до місця укладання), а всередині будівельного майданчика – приоб'єктними засобами транспорту.

Підготовчі процеси виконують до монтажно-укладальних процесів, забезпечують їх ефективність (укрупнене складання конструкцій, облаштуваність конструкцій, що монтуються допоміжними пристроями).

Монтажно-укладальні процеси забезпечують продукцію будівельного виробництва. Вони полягають у переробці, зміні форми чи доданні нових якостей матеріальним елементам будівельних об'єктів. Ці процеси можуть бути основними (цегельна кладка, штукатурка, прокладка комунікацій) і допоміжними (встановлення риштування, кріплень стінок траншей і т.д.). За значенням у виробництві процеси підрозділяються на провідні й сумісні. Провідні процеси входять у безперервний технологічний ланцюг виробництва і визначають розвиток і тривалість будівництва об'єкта. Сумісні процеси виконуються паралельно з ведучими (поза потоком), що дозволяє значно скоротити тривалість будівництва. Процеси класифікують також за ступенем участі машин і засобів механізації при їх виконанні.

Механізовані процеси виконують за допомогою машин. Робітники тільки керують машинами й обслуговують їх. Напівмеханізовані процеси характеризуються тим, що в них поряд з машинами застосовують ручну працю. Ручні процеси виконують за допомогою інструментів. Залежно від складності виробництва процеси можуть бути простими й комплексними. Простий трудовий процес являє собою сукупність технологічно зв'язаних між собою робочих операцій, що здійснюються одним робітником чи групою робітників. Кожна робоча операція складається з робочих прийомів, що включають робочі рухи. Робочі прийоми і рухи виконує один робітник. Комплексний трудовий процес є сукупністю одночасно виконуваних простих процесів, взаємно залежних і зв'язаних кінцевою продукцією. Залежно від характеру виробництва розрізняють безперервні й перервані процеси. У безперервних процесах (кладка, монтажні роботи) виробничі операції протікають одразу – одна за одною. Їхня тривалість визначається тільки організаційними міркуваннями. Перервані процеси супроводжуються перервами, обумовленими властивостями матеріалів і особливостями технологій (витримання бетону, сушіння штукатурки та ін.).

Для виконання кожного будівельного процесу необхідно правильно організувати робоче місце. Робоче місце – це простір, у межах якого переміщуються робітники, які беруть участь у будівельному процесі, розташовані різні пристрої, предмети і знаряддя праці. Ділянка (фронт робіт), що виділяється одному робітникові чи ланці, називається ділянкою, а ділянка, що виділяється бригаді – захваткою. Сукупність будівельних процесів, у

результаті яких з'являється кінцева (у вигляді закінчених будинків чи споруд) чи проміжна (у вигляді частин або конструктивних елементів будинків і споруд) продукція, являє собою будівельні роботи. Окремі види будівельних робіт дістали назву за видом матеріалів, що переробляються (земляні, кам'яні, бетонні і т.д.) або за конструктивними елементами, що є продукцією даного виду робіт (покрівельні, оздоблювальні та ін.). Кількість отриманої будівельної продукції виражають у певних одиницях (штуках, кубічних або квадратних метрах і т.п.).

Сучасна нормативна база організації будівництва.

Основними нормативними документами в будівництві є будівельні норми (ДБН) – зведення регламентуючих положень щодо складання проектнокошторисної документації, здійснення будівництва, експлуатації і ремонту будівель та споруд. Будівельні норми, що регламентують організацію і технологію будівельного виробництва, містять вказівки й вимоги до технології будівельно-монтажних робіт і їхнього приймання, безпечного ведення робіт, визначають специфіку будівельного виробництва в екстремальних умовах (у 59 районах із сухим і жарким кліматом та ін.), а також вказівки щодо контролю якості будівельної продукції. Будівельні норми в міру підвищення технологічного рівня будівництва й освоєння передового досвіду періодично переглядають і обновляють. Розвиток нормативної бази в Україні здійснюється з використанням досвіду Європейського Союзу (відносно гармонізації законодавства України в сфері будівництва і нормативної бази, відносно проектування будівельних конструкцій, стандартів на будівельні вироби). Основним із напрямків розвитку нормативної бази в Україні є впровадження національних стандартів, гармонізованих з Єврокодами.

EUROCODE — європейські уніфіковані будівельні норми і правила, що мають статус європейських стандартів. Ці стандарти близько 30 європейських країн розробляли понад 20 років. Єврокоди встановлюють єдині для всієї Європи критерії проектування, гармонізують різні національні норми і правила, є єдиним базисом для різних наукових досліджень, що сприяють безперешкодному обміну продуктами і послугами на будівельному ринку. вся нормативна база була максимально адаптована до європейських кодами, тобто ми увійшли плавно в систему міжнародних норм і правил. І в кінцевому підсумку знову створили умови не тільки для вітчизняних інвесторів і проектувальників, але щоб на нашу територію Україну заходили в тому числі і закордонні проектувальники разом зі своїми інвесторами.

Збірники норм часу і розцінок.

Найважливішим нормативним документом, на якому базується нормування й оплата праці робітників, зайнятих на будівельних, монтажних і ремонтно-будівельних роботах, є ЄНіР – «Єдині норми і розцінки на будівельні, монтажні й ремонтно-будівельні роботи».

У збірниках ЄНіР наведені норми часу і розцінки на основні частини видів будівельно-монтажних і, що зустрічаються, ремонтно-будівельних робіт, які згруповані в окремі параграфи. У кожному параграфі, як правило, наводяться такі позначення і дані: номер параграфа; найменування робіт;

коротка характеристика машин (якщо виробничий процес виконується за допомогою машин); короткі вказівки по провадженню робіт для опоряджувальних складних будівельних процесів чи нових видів робіт; склад робіт – перерахування основних операцій, передбачених нормами, склад ланки робітників за професіями і кваліфікаціями; норми часу (Нч) і розцінки (Ррозц.), що дані в таблицях у вигляді дробів: у чисельнику – Нч, у знаменнику – Ррозц. чи роздільно у двох суміжних графах: Нч – у першій, Ррозц. – у другій. Норми часу на обсяг продукції вказуються в люд.-год.

На будівельні, монтажні й ремонтно-будівельні роботи, не охоплені ЕНіР, міністерствам і відомствам дозволяється розробляти відомчі норми і розцінки (ТНіР). Для механізованих робіт, крім норм часу робітників, люд.-год, наведені (у дужках) норми часу машин, маш.-год. Для машин, які епізодично беруть участь у виробничих процесах, норми часу роботи, як правило, не наведені.

Норма часу – це кількість робочого часу, необхідного при даних засобах праці для виготовлення одиниці доброякісної продукції робітником відповідної професії і кваліфікації в умовах сучасної організації виробництва.

Норма машинного часу – це кількість часу роботи машини, необхідного для виготовлення одиниці машинної продукції відповідної якості при сучасній організації роботи, що дозволяє максимально використовувати експлуатаційну продуктивність машини.

На підставі норм часу й обсягів виконуваних робіт (V) визначають трудо- і машиномісткість процесів (Q):

$$Q = \text{Нч} \cdot V.$$

Трудомісткість чи машиномісткість робіт характеризується відповідно витратам праці чи машинного часу на їхнє виконання. Одиниця виміру трудомісткості – люд.-год, люд.-дн., а машиномісткості – маш.-год, маш.-зм. Ця характеристика є однією з основних показників продуктивності праці. Чим нижчі витрати праці на одиницю продукції, тим вище її продуктивність.

Технологічні карти.

Технологічна карта – основний документ технології будівельного виробництва, що регламентує послідовність і режими виконання будівельного процесу на базі прогресивних методів і комплексної механізації.

У будівництві розрізняють три види технологічних карт: типові технологічні карти, не прив'язані до споруджуваного об'єкта і місцевих умов будівництва; типові технологічні карти, прив'язані до споруджуваного будинку, але не прив'язані до місцевих умов; технологічні карти, прив'язані до споруджуваного об'єкта і місцевих умов будівництва.

Технологічна карта складається з чотирьох розділів: область застосування; технологія і організація будівельного процесу; техніко-економічні показники; матеріально-технічні ресурси.

Висновки. Будівельними процесами називають виробничі процеси, які спрямовані на отримання будівельної продукції (наприклад, екскавація ґрунту, монтаж збірних конструкцій, фарбування стін тощо).

Будівельний процес як трудовий процес — це єдина взаємообумовлена і взаємозв'язана сукупність цілеспрямованих дій, регламентованих певною

послідовністю (у вигляді визначених правил чергування окремих дій) і режимами виконання їх (точно встановлений розпорядок, тривалість та значення допустимих параметрів окремих Дій).

Будівельні процеси і роботи ще прийнято об'єднувати за виробничими стадіями. Стадія виробництва — це комплекс технологічно закінчених робіт, результатом виконання яких є створення окремої частини будинку або споруди. Звичайно відокремлюють три стадії: роботи першої стадії, результатом здійснення яких створюється підземна частина будинку або споруди; роботи другої стадії — наземна частина; роботи третьої стадії — опоряджувальні і покрівельні роботи; внутрішні санітарно-технічні й електромонтажні роботи; монтаж технологічного обладнання і т. ін.

Список використаних джерел:

1. <https://uk.wikipedia.org>
2. <https://ru.wikipedia.org/wiki>
3. <https://www.eurointegration.com.ua>
4. <http://referat-ok.com.ua>
5. <https://cks.ua>

УДК 624.01

ОПТИМІЗАЦІЯ ЖОРСТКИХ ПОКРИТЬ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКИХ ДОРІГ ТА АЕРОДРОМІВ ЗА КРИТЕРІЄМ МІНІМАЛЬНОЇ ВАРТОСТІ

Янін О.Є., канд. техн. наук, доц.

*Херсонський державний аграрно-економічний університет, м. Херсон,
Україна*

Вступ. Традиційно для доріг та аеродромів сільськогосподарського призначення застосовуються плити з монолітного бетону на портландцементі. При цьому використовуються міцні штучні основи зі щебеню. Це приводить до значних витрат коштів на виготовлення покриття і штучних основ.

Основний текст. Зниження вартості покрить доріг та аеродромів можна досягти завдяки врахуванню низької інтенсивності їх експлуатації. Для вирішення питання зменшення вартості доріг та аеродромів сільськогосподарського призначення та збільшення якості покриття, вирішувалось питання розрахунку і конструювання збірних дорожніх плит, що виготовляються на заводах залізобетонних виробів [1]. Покриття пропонується виготовляти з прогресивних бетонних плит, які мають форму правильного шестикутника, зі стороною 1,54м і завтовшки 10см. Вони укладаються на

основу з піску, обробленого бітумом або цементом.

Задача згину такої плити, що лежить на основі, яка допускає виникнення залишкових деформацій, вирішується наступним чином. Розглядається вдосконалена модель основи А. П. Сініцина [2,3], яка може бути адаптована до врахування таких деформацій. У результаті розрахунку необхідно отримати епюру реакцій основи, яка дозволяє визначити внутрішні зусилля в плиті.

Для спрощення рішення задачі, розрахунок шестигранної плити був замінений розрахунком круглої, рівновеликої за площею в плані плити (рис.1).

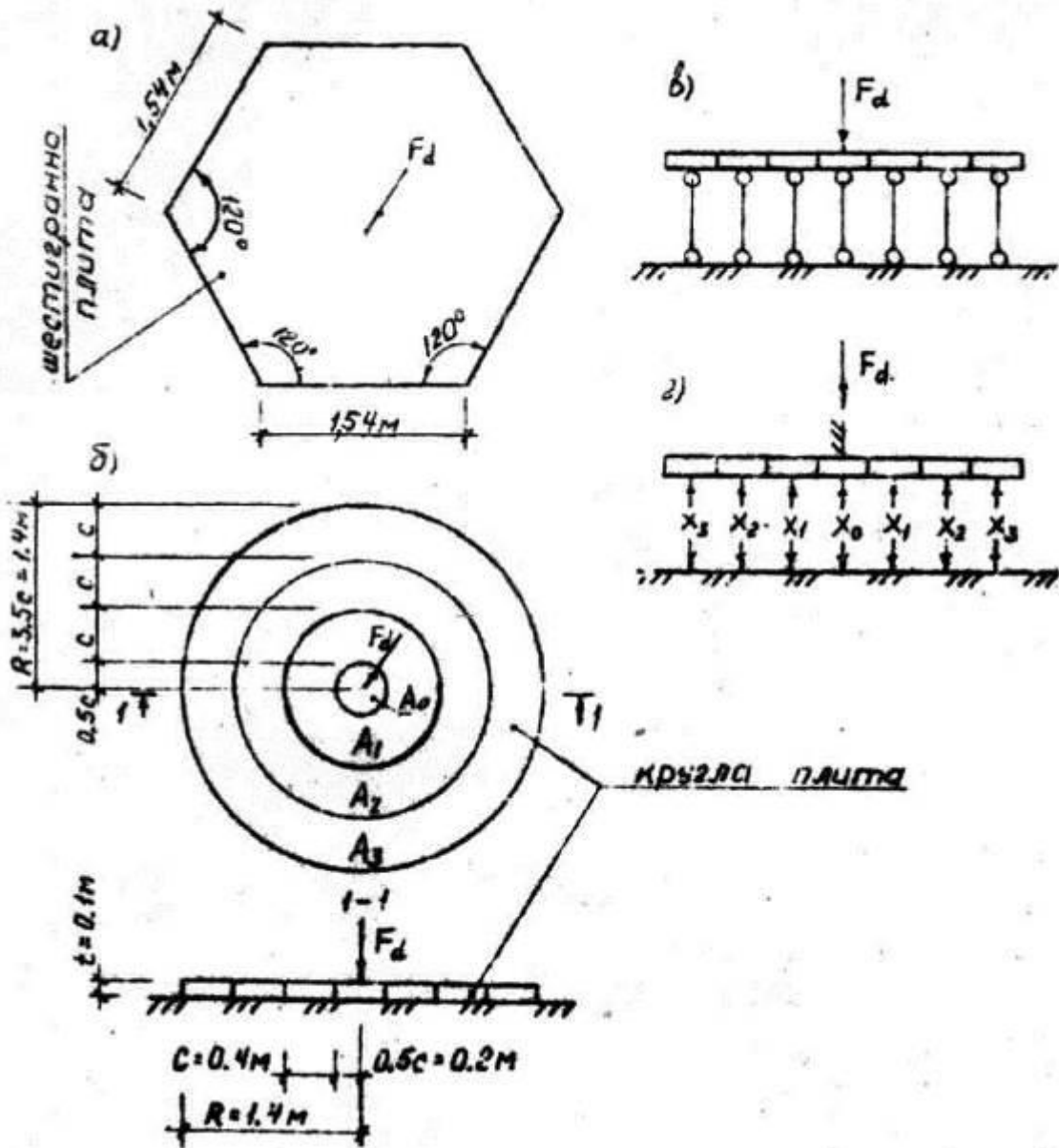


Рис. 1. Розрахункова модель шестигранної плити

- а - шестигранна плита покриття сільськогосподарських доріг та аеродромів;
- б - кругла плита, рівновелика шестигранній плиті за площею в плані;
- в - розрахункова схема;
- г - основна система.

Навантаження на плиту прийняте у вигляді центральної зосередженої сили

F_a. Для розрахунку плита була розбита на три кільця однакової ширини *C* (рис. 1б). У межах кожного кільця реакція основи вважалася рівномірно розподіленою. Розрахункова схема плити отримана шляхом розміщення нескінченно великої кількості умовних абсолютно жорстких стрижнів між плитою і основою за середніми колами кілець (рис.1в). У середині плити маємо коло діаметром *C*, в центрі якого розміщений один опорний стрижень. Розрахунок отриманої статично невизначеної системи був проведений змішаним методом. Основна система обрана шляхом розміщення защемлення в центрі плити і видалення всіх стрижнів. Їх дія замінена дією невідомих сил *X_i*, які, за виключенням сили *X₀* являють собою сумарні зусилля у всіх стержнях *i*-того кільця і рівномірно розподілені за середніми колами кілець (рис.2г). Невідомою є також осадка центру плити *Y₀*. Канонічні рівняння складені, виходячи з умов, що сумарні переміщення у напрямку кожної невідомої сили дорівнює нулю:

$$\begin{aligned}
 x_0 \delta_{00} + x_1 \delta_{01} + x_2 \delta_{02} + x_3 \delta_{03} + y_0 &= 0 \\
 x_0 \delta_{10} + x_1 \delta_{11} + x_2 \delta_{12} + x_3 \delta_{13} + y_0 &= 0 \\
 x_0 \delta_{20} + x_1 \delta_{21} + x_2 \delta_{22} + x_3 \delta_{23} + y_0 &= 0 \\
 x_0 \delta_{30} + x_1 \delta_{31} + x_2 \delta_{32} + x_3 \delta_{33} + y_0 &= 0 .
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Коефіцієнти δ_{ki} цих рівняннях являють собою переміщення плити і основи у напрямку сили *X_k* від дії одиничної сили, прикладеної у напрямку дії сили *X_i*

$$\delta_{ki} = Y_{ki} + V_{ki},
 \tag{2}$$

де *Y_{ki}* - пружне осідання основи;

V_{ki} - прогин плити.

Канонічні рівняння вирішені спільно з рівнянням рівноваги. Отримані значення невідомих сил *X_i* були використані для знаходження згинального моменту в центрі плити, де він є максимальним.

Облік залишкових деформацій основи проведений шляхом введення додаткових доданків при обчисленні головних коефіцієнтів канонічних рівнянь δ_{ii} . Ці доданки при розрахунку плити обчислюються на підставі тих же принципів, що і при розрахунку балки. Припустимо, що навантаження на основу, прикладене до *i* - того кільця (або кола при *i* = 0), площею *A_i*, рівномірно розподілене і дорівнює одиниці. Тоді інтенсивність тиску складе:

$$p_{0i} = \frac{1}{A_i}.
 \tag{3}$$

Залишкова деформація основи при U-му прикладанні навантаження:

$$W_{ui} = W_{li} \exp(\alpha_0 \lg U), \quad (4)$$

де W_{li} - залишкова деформація основи при першому прикладанні навантаження;

α_0 - коефіцієнт, що залежить від типу покриття;

U - кількість циклів прикладання навантаження.

Крім того, за формулою Вінклера:

$$W_{ui} = \frac{P_{0i}}{k_{su}}, \quad (5)$$

$$W_{li} = \frac{P_{0i}}{k_s}, \quad (6)$$

де K_{su} і K_s - коефіцієнти постелі ґрунтової основи відповідно при U -му прикладанні навантаження і при однократному навантаженні.

З рівнянь (3) - (6) маємо:

$$k_{su} = \frac{P_{0i}}{W_{ui}} = \frac{P_{0i}}{W_{li} \exp(\alpha_0 \lg U)} = \frac{k_s}{\exp(\alpha_0 \lg U)}, \quad (7)$$

$$W_{ui} = \frac{P_{0i}}{k_{su}} = \frac{1}{A_i} \cdot \frac{1}{k_{su}} = \frac{\exp(\alpha_0 \lg U)}{A_i \cdot k_s}. \quad (8)$$

Таким чином, для урахування залишкових деформацій основи необхідно при обчисленні головних одиничних переміщень δ_{ii} за формулою (2) додати третій доданок W_{ui} :

$$\delta_{ii} = Y_{ii} + V_{ii} + W_{ui}. \quad (9)$$

Як видно з формули (8), залишкова деформація основи W_{ui} залежить від коефіцієнта постелі ґрунту K_s , кількості циклів прикладання навантаження U і площі i - того кільця A_i (або кола при $i = 0$). Розрахунок плити, проведений для наступних коефіцієнтів постелі ґрунту: $K_s = 30; 60; 90; 150$ МН/м³. При цьому для кожного з них кількість циклів прикладання навантаження U приймалась рівною наступним значенням: $10^3; 10^4; 10^5$ і 10^6 .

На підставі результатів розрахунку круглої плити побудовані графіки залежності згинального моменту в центрі плити m_{max} від $\lg U$ (рис.2).

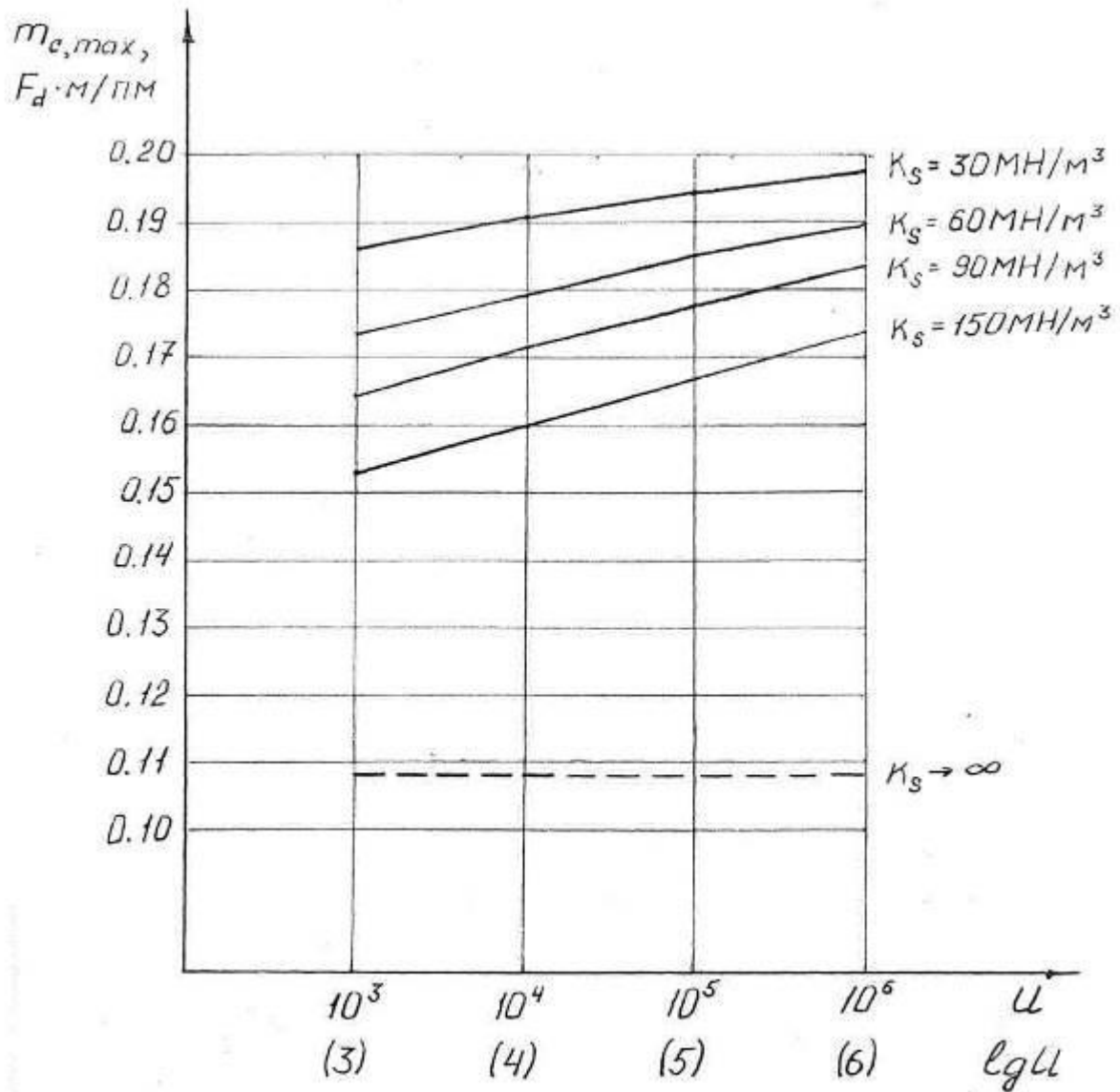


Рис. 2. Графічна інтерпретація результатів розрахунку плити, де:

F_d - центральне зосереджене навантаження;

$m_{стmax}$ - згинальний момент в центрі плити;

K_s - коефіцієнт постелі ґрунтової основи;

U - кількість циклів прикладання навантаження;

W_{ui} - залишкова деформація основи при U -му прикладанні навантаження.

Висновки. З аналізу графіків залежності згинального моменту в центрі круглої плити $m_{стmax}$ від логарифма кількості циклів прикладання навантаження $\lg U$ (рис.2) випливає, що величина $m_{стmax}$ при розрахунку в пружній стадії менше, ніж при обліку залишкових деформацій основи. Крім того, при фіксованому коефіцієнті постелі основи K_s і зростанні кількості циклів прикладання навантаження U , величина $m_{стmax}$ збільшується. Тому, круглу плиту необхідно розраховувати на згинальний момент $m_{стmax}$, що відповідає кількості циклів прикладання навантаження U за весь розрахунковий термін експлуатації покриття.

Список використаних джерел.

1. Глушков Г.И. Изыскания и проектирование аэродромов, 2-е издание, М: Транспорт, 1992 г. - 462 стр.
2. Сеницын А.П. Расчет балок и плит на упругом основании за пределами упругости. – М.; Стройиздат, 1964. – 452с.
3. Жемочкин Б.Н., Сеницын А.П. Практические методы расчета двунаправленных балок и плит на упругом основании. М.; Госстройиздат. 1962, 283с.

УДК 624.01

РОЗРОБКА КОМП'ЮТЕРНОЇ ПРОГРАМИ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОГО СТЕРЖНЯ

*Смел'янова Т.А., доцент кафедри будівництва, архітектури та дизайну,
Шестаков О.Г., здобувач вищої освіти першого бакалаврського рівня
факультету архітектури та будівництва,
Херсонський державний аграрно-економічний університет*

Вступ Розрахунок несучої здатності елементів інженерних конструкцій пов'язаний з великим об'ємом математичних розрахунків. Сучасні програмні комплекси, розраховані на вирішення широкого кола завдань, не можуть з достатнім ступенем точності проводити дослідження несучої здатності зазначених конструкцій з урахуванням різних граничних умов та використання гіпотез щодо теорій відповідних напружено-деформованих станів. Тому розроблення комп'ютерних програм, які істотно спрощують розрахунок несучої здатності елементів інженерних конструкцій, є актуальною темою.

Основний текст. Для забезпечення надійності та довговічності будівель та споруд необхідно, щоб всі їх елементи були міцними, жорсткими та стійкими. Чи відповідає конструкція цим вимогам – визначається розрахунком.

Суть розрахунку на міцність центрально-стиснутого або розтягнутого стержня полягає в тому, щоб робоче напруження, що виникає в точках будь-якого поперечного перерізу стержня, не перевищувало допустимого напруження для даного матеріалу. Тому умова міцності при осьовому розтягу або стиску бруса виражається наступною формулою:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F} \leq [\sigma]$$

Тут: N – внутрішня поздовжня сила, що виникає в поперечному перерізі бруса під впливом зовнішнього навантаження та визначається за методом

перерізів;

F – площа поперечного перерізу бруса

Під час деформації центрального осевого розтягу-стиску брус зазнає лінійних деформацій, які визначаються за законом Гука в геометричній формі:

$$\Delta l = \frac{N \cdot l}{E \cdot F}$$

Тут: l – довжина бруса; добуток EF – жорсткість при розтязі-стиску.

Зміну поздовжньої сили, нормального напруження та лінійної деформації по довжині стержня традиційно зображують графічно – побудовою епюр відповідних параметрів, що досліджуються.

Якщо стержень перебуває під складним навантаженням та має ділянки різної жорсткості, його розрахункова схема складається з великої кількості ділянок і розрахунок параметрів напружено-деформованого стану виявляється досить громіздким. Тому використання комп'ютерної програми під час розрахунку подібних конструкцій робить розрахунок більш точним та значно економить час.

Наведений алгоритм розв'язання задачі про напружено-деформований стан центрально стиснутого або розтягнутого бруса покладений в розроблену комп'ютерну програму, яка значно полегшує математичний розрахунок.

Комп'ютерна програма створена в середовищі Mathcad 15, містить алгоритм визначення внутрішніх зусиль, напружень, що виникають в поперечному перерізі стержня, перевіряє міцність стержня та визначає параметри деформованого стану. Задача вирішується як з урахуванням, так і без урахування власної ваги.

Вхідними параметрами є: геометричні параметри бруса, зовнішнє навантаження та фізико-механічні характеристики матеріалу бруса (рис.1,2).

+ Комп'ютерне дослідження
 Тема: Аналіз лінійного напруженого стану (осьовий розтяг і стиск)
 Студент 2к 2г ФАБ Шестаков О.
 Схема №5

$a := 4$ $h1 := 2$ $h3 := 4$ $f1 := 24$ $p1 := 150$ $p3 := 80$ $\gamma_{cm} := 70 \cdot 10^{-4} = 7 \times 10^{-3}$
 $b := 2$ $h2 := 4$ $h4 := 6$ $f2 := 30$ $p2 := 160$ $\gamma_m := 70$ $E := 1.6 \cdot 10^5$

Ділянка №1

$sumX1 := 0$ $n1 + p1 + q1x := 0$
 $x1 := 0$
 $n1 := -p1 - \gamma_{cm} \cdot f2 \cdot x1 = -150$
 $\underline{x1} := 2$
 $n11 := -p1 - \gamma_{cm} \cdot f2 \cdot x1 = -150.42$
 $\sigma1 := \frac{n1}{f1} = -6.25$
 $\sigma11 := \frac{n11}{f1} = -6.267$
 $\Delta11 := \frac{p1 \cdot l1}{f1 \cdot E} + \frac{q1 \cdot l1}{2 \cdot f1 \cdot E} = 7.821 \times 10^{-5}$

Ділянка №2

$sumX2 := 0$ $n2 + p1 + q1 + q2x - p2 := 0$
 $n2 := p2 - p1 - q1 - \gamma_{cm} \cdot f2 \cdot x2$
 $x2 := 0$
 $n2 := p2 - p1 - q1 - \gamma_{cm} \cdot f2 \cdot x2 = 9.664$
 $\underline{x2} := 2$
 $n22 := p2 - p1 - q1 - \gamma_{cm} \cdot f2 \cdot x2 = 9.244$

Рис. 1. Завдання вхідних параметрів

$$\sigma2 := \frac{n2}{f2} = 0.322$$

$$\sigma22 := \frac{n22}{f2} = 0.308$$

$$\Delta12 := \frac{(p1 + q1) \cdot l2}{f2 \cdot E} + \frac{q2 \cdot l2}{2 \cdot f2 \cdot E} = 6.273 \times 10^{-5}$$

Ділянка №3

$sumX3 := 0$ $p1 + q1 - p2 + q2 + p3 + q3x + n3 := 0$
 $n3 := p2 - p1 - q1 - q2 - \gamma_{cm} \cdot f2 \cdot x3$
 $x3 := 0$
 $n3 := p2 - p1 - q1 - q2 - \gamma_{cm} \cdot f2 \cdot x3 = 9.244$
 $\underline{x3} := 2$
 $n33 := p2 - p1 - q1 - q2 - \gamma_{cm} \cdot f2 \cdot x3 = 8.824$
 $\sigma3 := \frac{n3}{f2} = 0.308$
 $\sigma33 := \frac{n33}{f2} = 0.294$
 $\Delta13 := \frac{(p1 + q1 + q2) \cdot l3}{f2 \cdot E} + \frac{q3 \cdot l3}{2 \cdot l2 \cdot E} = 6.413 \times 10^{-5}$

Рис. 2. Розрахунок за ділянками бруса

Комп'ютерна програма також будує епюри всіх параметрів напружено-деформованого стану центрально стиснутого або розтягнутого бруса. Вони зроблений матричним способом, всі допоміжні матриці виведені на рис.3.

$$x := \begin{pmatrix} n1 \\ n1 \\ n2 \\ n2 \\ n3 \\ n3 \end{pmatrix} \quad y := \begin{pmatrix} 0 \\ 11 \\ 11 \\ 12 \\ 12 \\ 11 + 12 + 13 \end{pmatrix}$$

$n1 = -150$
 $n2 = 9.664$
 $n3 = 9.244$

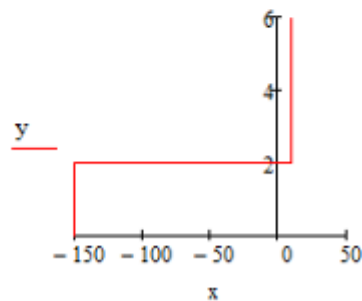


Рис.3. Побудова епюри напружень за ділянками бруса

Висновки

Розроблена комп'ютерна програма для розрахунку параметрів лінійного напруженого стану у середовищі Mathcad 15.

Розробка комп'ютерної програми для розрахунку параметрів напружено-деформованого стану при осьовому розтягу-стиску стержнів призначена для спрощення математичного апарату при дослідженні зазначеного виду деформації.

Комп'ютерна програма реалізована на стандартній мові програмування та має в основі алгоритм розрахунку на міцність при лінійному напруженому стані як з урахуванням, так і без урахування власної ваги.

Комп'ютерна програма містить мінімальний обсяг вихідної інформації, необхідний для вирішення задачі, що дозволяє активно використовувати її в практиці проектування центрально стиснутих або розтягнутих стержнів

Користування комп'ютерною програмою можливо тільки за умови обізнаного володіння розрахунком на міцність при лінійному напруженому стані.

Список використаних джерел:

1. Писаренко Г.С., Квітка О.Л., Уманський Е.С. Опір матеріалів, –К.: Вища шк., 1996. –654с.
2. Шваб'юк В. І. Опір матеріалів: Підручник / В. І. Шваб'юк. — К.: Знання, 2016. — 407 с.
3. Механіка матеріалів і конструкцій. Лаб. роботи. Навчальний посібник для ВУЗів/ І.А. Цурпал, С.І. Пастушенко, М.П.Барабан, В.М. Швайко. 3-є вид., перероб. і доп. Київ: Аграрна освіта. 2001. 272 с.
4. Дьяконов В. Mathcad 2001: учебный курс. – СПб.: Питер, 2001.

УДК 624.01

ПРОЕКТУВАННЯ ПЕРЕМИЧКИ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЛІ

Романенко С.М., старший викладач, Херсонський аграрно-економічний університет, м. Херсон

Вступ. Реконструкція існуючого фонду будівель, як житлового, громадського так і промислового, більшою мірою пов'язана з влаштуванням прорізів в несущих стінах.

Згідно діючих норм для проектування об'єктів реконструкції невід'ємною частиною є технічне обстеження несущих конструкцій та в цілому будівель та споруд. Обстеження дозволяє виявити дефекти, деформації та визначитися з вирішенням проблем шляхом підсилення або розробки нових конструкцій.

Перемички над новими прорізами в існуючих стінах влаштовується з прокатного профілю, зазвичай із двох швелерів. Через відсутність у сортаменті або на ринку потрібного прокатного профілю, застосовуються індивідуальні або типові металеві балки складеного суцільного відкритого або замкнутого перерізу.

Основний текст. Візуальне обстеження будівельних конструкцій нежитлових приміщень першого поверху багатоповерхової будівлі по вул. Перекопська, 151 в м. Херсон виконано для визначення реальної несучої здатності і виявлення впливу дефектів на подальшу роботу конструкцій і всієї споруди в цілому в нових умовах експлуатації, а також для розробки проектної документації на улаштування розширення дверного прорізу в несучій стіні [1-3].

Існуюча будівля це чотирьохповерховий будинок з підвальним поверхом та вбудованими торгівельними, громадськими приміщеннями на першому поверху. Будівля в плані Г- подібної форми. Рік побудови багатоповерхового будинку 1957 р. Конструктивна схема будівлі – стінова з повздовжніми зовнішніми та внутрішніми несучими стінами.

Висота приміщень магазину першого поверху від рівня чистої підлоги до стелі становить 4,0 м, а висота підвального поверху становить 2,5 м.

Зовнішні та внутрішні стіни першого поверху виконані з керамічної рядової цегли на цементно-піщаному розчині. Внутрішня несуча стіна товщиною 640 мм.

Стіни другого, третього та четвертого поверху виконані з силікатної цегли на цементно-піщаному розчині.

По головному фасаді стіни першого поверху будівлі пофарбовані та прикрашені вишуканим неокласичним декором — русті. Другий, третій та четвертий поверх виконані з силікатної цегли під розшивку з архітектурними елементами - узорчасті пілястри, консолі, сандрик.

Стіни підвалу виконані з суцільних бетонних блоків по ГОСТ 13579-78 (ДСТУ Б В.2.6-108:2010 «Блоки бетонні для стін підвалів»).

Перекрыття – залізобетонні балки таврового перетину. Між балками укладені шлакобетонні пустотні блоки.

Перегородки - каркасні. Виконані з дерев'яного каркаса із брусків, обшитих з обох боків дерев'яними дошками та оштукатурених по драпі вапняно - гіпсовим розчином.

Перемички над прорізами – збірні залізобетонні. По фасаді перемички - арочні.

Віконні блоки – металопластикові. На окремих віконних прорізах встановлені металеві ґрати.

Дверні блоки. Зовнішні дверні блоки виконані з металопластику, а внутрішні – дерев'яні.

Підлога – бетонна.

Дах - плоский рулонний. Водостік зовнішній, організований.

Після обстеження прийняте рішення про можливість використання існуючих конструкцій у подальшому після виконаних перевірочних розрахунків [4-7] та виконання проекту реконструкції магазину.

У зв'язку з технологічними рішеннями робочим проектом передбачається улаштування прорізу розміром 3,0 x 3,0 (h) м в внутрішній несучій стіні в місці розташування існуючого дверного прорізу.

Розроблена перемичка ПР-1 для пробиваємого прорізу. У вигляді перемички ПР-1 використовується двосторонні балки Б1 (рис. 1).

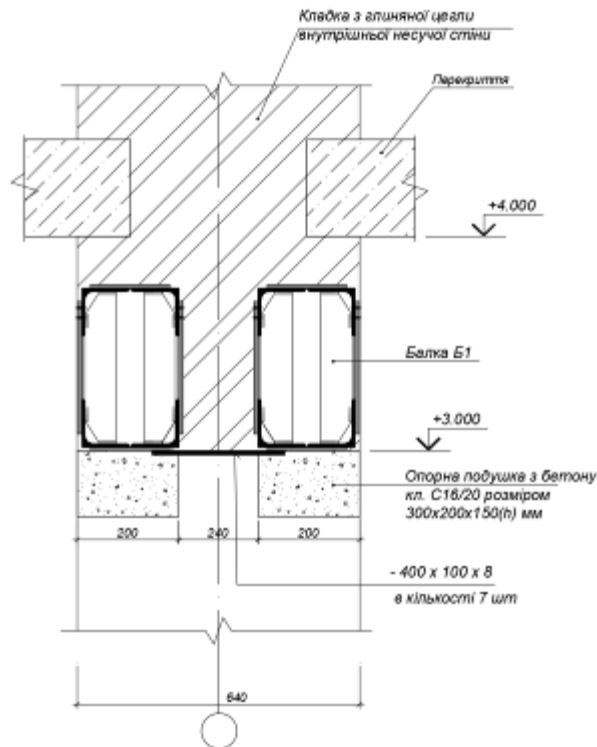
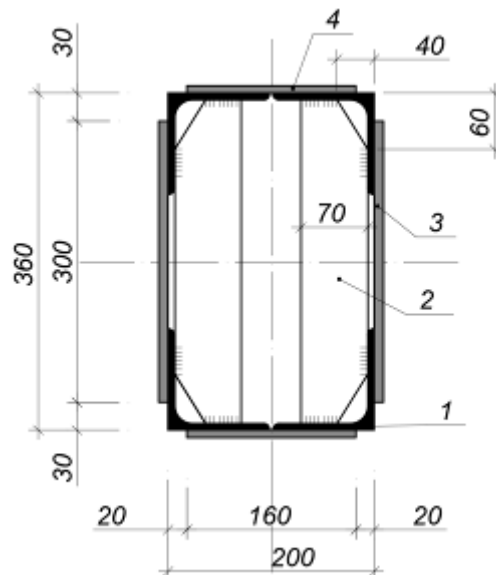


Рис. 1 Переріз існуючої стіни в місці влаштування перемички ПР-1

У зв'язку з відсутністю фасонного універсального прокату балок, що задовольняють умовам міцності, жорсткості та загальної стійкості проектом розроблено балку Б1 складеного суцільного перерізу.

Кожна балка виконана у вигляді складної балки Б1 (рис.2), яка складається з двох зварних елементів у вигляді швелера з'єднаних між собою пластинами по низу та зверху.



*Рис. 2 Переріз складної металевої балки Б1
1-кутик, 2-ребро, 3 і 4-лист*

Переріз коробчастої балки Б1 складається з двох зварних елементів у вигляді швелерів, де полиці виконані з прокатних рівнополочних кутиків ,

з'єднаних між собою листом – вертикальною стінкою (рис.3).

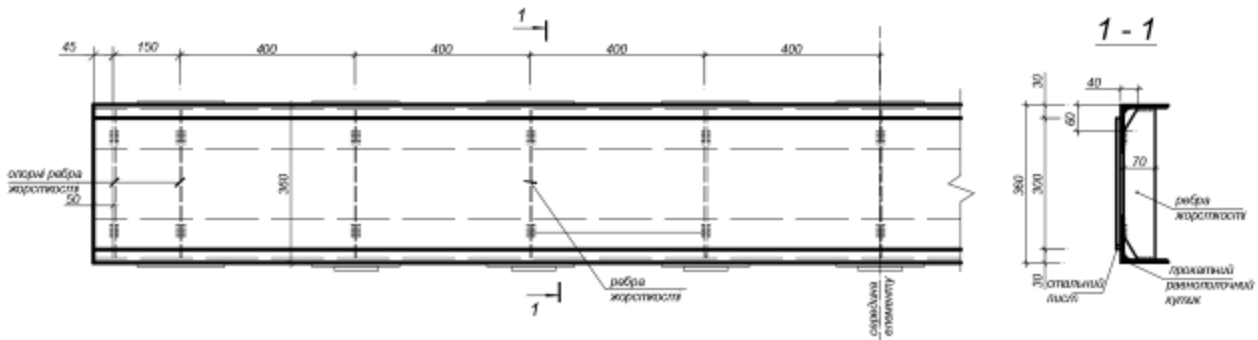


Рис. 3 Зварний елемент балки Б1 у вигляді швелера

Стінка являє собою довгу тонку пластину, що зазнає дії дотичних і нормальних напружень, які можуть спричинити втрату її стійкості. Зміцнення стінки виконано ребрами жорсткості із постановкою на максимально допустимі нормами відстані.

Перетин складеної балки, підібрано за максимальним згинальним моментом. Висота балки визначається жорсткістю балки – її граничним прогином. Отримана висота балки є найбільш раціональною та забезпечує жорсткість при повному використанні несучої здатності.

Балки спираються на залізобетонні опорні подушки.

Кінець балки в місцях спирання на стіну зміцнюють опорними ребрами. Розмір опорних ребр жорсткості визначався з розрахунку зминання торця ребра. Крім перевірки на зминання торця опорного ребра проводиться також перевірка опорного ділянки елемента на стійкість з площини балки як умовного опорного стрижня, що включає площа розрахункового перерізу опорного ребра і частина стінки балки.

За статичною схемою балка Б1 однопролітна (1), яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. При визначенні розрахункових навантажень враховувалось коефіцієнти надійності за навантаженням згідно з [8].

Балка використовується у вигляді окремої несучої конструкції.

Розрахунок балки Б1 виконувався в такій послідовності:

- визначення навантаження на перемичку ПР-1;
- складання розрахункової схеми;
- визначення розрахункової схеми балки та розрахункових зусиль;
- визначення висоти балки;
- підбір та перевірка перерізу балки;
- перевірка загальної та місцевої стійкості.

Елементи конструкції розраховувались по двом групах граничних станів.

Розрахунки за 1-м граничним станом:

- розрахунок на міцність при дії згинального моменту
- розрахунок на міцність при дії поперечної сили
- розрахунок на міцність стінки балки при дії зосередженої сили
- розрахунок на міцність в опорному перерізі

- розрахунок на загальну стійкість
 - розрахунок на стійкість стінок та поясних листів балки
- Розрахунки за 2-м граничним станом:
- розрахунок прогину балки.

Висновки і пропозиції. Автором самостійно розроблено та виконано розрахунок металеві складової балки, яка використана при розробці проектно-кошторисної документації «Улаштування дверного прорізу в несучій стіні магазину за адресом: Херсонська область, м. Херсон, вул. Перекопська, 151» Проектно-кошторисна документації пройшла експертизу і отримано позитивний висновок.

Список використаних джерел.

1. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний з 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2017. 32 с.
2. Гладишев Д. Г., Гладишев Г. М. Дослідження технічного стану будівель, споруд та їхніх елементів: монографія. [Нац. ун-т «Львів. політехніка»](#). — Л. : [Вид-во Львів. політехніки](#), 2012. — 303 с. ISBN: 978-617-607-201-0
3. Савйовський В. В. Реконструкція будівель і споруд: навч. посіб. — Київ : Видавництво Ліра-К, 2019. 320 с. ISBN 978-617-7507-70-2
4. ДБН В. 1.2-14-2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. [Чинний з 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 29 с.
5. ДБН В.1.2-9-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації. [Чинний з 2008-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. 21с.
6. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Чинний з 1 січня 2007 р.]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 14 с.
7. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. [чинні з 2015-01-01] Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 199 с.
8. ДБН В.1.2.-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний з 1 січня 2007 р.]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 78 с.

ТЕОРЕТИЧНІ АСПЕКТИ ПЕРЕТВОРЕНЬ УЗАГАЛЬНЕНОЇ СИСТЕМИ КООРДИНАТ

*Петрова А.Т. к.т.н., доцент кафедри будівництва, архітектури та дизайну
Херсонського державного аграрно-економічного університету*

Вступ. В прикладній математиці особливе місце займає прикладна геометрія, невід'ємною частиною якої являється прикладна геометрія поверхонь. В основному, великий інтерес для проєктувальників представляє прикладна геометрія складних кривих поверхонь, які застосовуються в різних галузях техніки, в будівництві та архітектурі будівель і споруд.

Прикладна геометрія поверхонь охоплює широке коло проблем, пов'язаних з удосконаленням методів і способів, що застосовуються при геометричному моделюванні складних кривих поверхонь, які б задовольняли наперед заданим вимогам технічного, естетичного, соціального та інших умов.

Основний текст. У геометричному апараті прикладної геометрії поверхонь існує багато різноманітних методик конструювання дискретних каркасів, що складаються з двох і більше сімей ліній складних криволінійних поверхонь графічним шляхом. Однією з таких методик графічного моделювання точечного та лінійного каркасу поверхні є застосування геометричних конгруенцій.

Конгруенціями прямих ліній називаються двопараметричні множини прямих, тобто прямих, у яких вільні два параметри. Такою безліччю, наприклад, є безліч всіх прямих у площині (вільні дві координати точок перетину прямих з осями координат. Воно називається полем прямих. Інший приклад-зв'язка прямих. Це безліч прямих простору, що проходять через одну точку.

Конгруенції більш складної організації являють собою безліч прямих, які або перетинають дві лінії, або перетинають одну лінію і касаються однієї поверхні, або касаються двох поверхонь. Кожна конгруенція характеризується порядком n та класом m . Порядок визначається кількістю прямих (променів) конгруенції, що проходять через певну точку простору, а клас дорівнює кількості променів, що лежать в одній площині. Позначається конгруенція $K_{\Gamma}(n, m)$, а в даних конкретних випадках $K_{\Gamma}(1, 1)$ та $K_{\Gamma}(1, 3)$ тощо.

Сутність будь-якої просторової координатної системи можна представити як деяку конгруенцію ліній, у якої параметрами променя і точки на промені є три якихось величини, умови відліку яких визначені заздалегідь, або заданий алгоритм їх визначення.

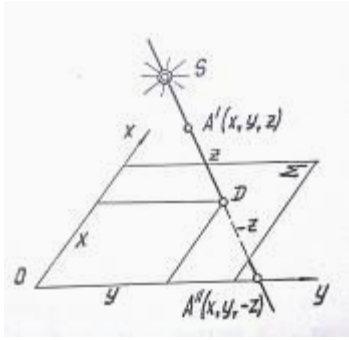


Рис. 1. Конгруенція $K\Gamma(1,0)$ з параметрами (x, y, z)

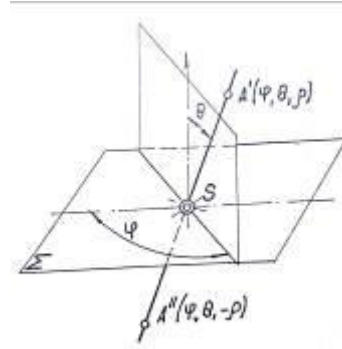


Рис. 2. Конгруенція $K\Gamma(1,0)$ з параметрами (φ, θ, ρ)

В якості координатних осей будь-якої координатної системи можуть служити прямі лінії конгруенцій. Змінюючи параметри ліній конгруенції, а також змінюючи геометричний зміст величин, які є координатами обраної системи, можна отримати безліч координатних систем. Всі, без винятку, відомі в аналітичній геометрії координатні системи повністю вписуються в приведену схему утворення плоских та просторових координатних систем. Це декартова система, полярна, циліндрична та сферична координатні системи. Саме тому це множество визначається як узагальнена система координат.

Приклад: Задаємо в декартовій просторовій ортогональній системі координат точку $A(x, y, z)$. В якості узагальненої системи координат приймемо конгруенцію $K\Gamma(1,0)$ – зв'язку прямих з центром у точці S . Припустимо, що координати x та y визначають на базовій площині Σ точку $D(x, y)$, яка виділяє єдиний луч конгруенції SD , рис 1. В залежності від умови відліку координати z , точки A можуть відповідати в цій координатній системі точка A або точка A' . Умови, які виділяють луч SD , можуть бути різноманітними. Якщо луч із зв'язку виділяється кутковими параметрами φ, θ , які перетворюються із лінійних координат (x, y) , а координата z залишається лінійною, $\rho = z$, то в такому разі отримуємо просторову сферичну систему координат (рис 2).

Ці приклади доводять, що змінюючи геометричний сенс координатних осей та сутність величин, які на них відкладаємо, можна отримати безліч геометричних перетворень.

Література:

1. Михайленко В.Є., Обухова В.С., Подгорний А.Л. Формообразование оболочек в архитектуре. Київ, 1972. Вид-во «Будівельник»
2. Петрова А.Т. Некоторые геометрические аспекты конструирования специальных координатных систем. Зб. наук. праць II Всеукр. наук. – практ. Інтернет конф. «Будівельні матеріали, конструкції та споруди третього тисячоліття». (12 листопада 2020 р). Херсон: ХДАЕУ, 2021. С.26-30 .

ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРНОГО ПОЛЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ З БАГАТОШАРОВИМ ПОКРИТТЯМ

*Добрянська Л.О., к.е.н. доцент; Добрянський І.М., д.т.н., професор;
Фафлей О.Я., к.т.н. Івано-Франківський національний технічний
університет нафти і газу, м. Івано-Франківськ*

Вступ. Залізобетон на сьогодні є основним складником конструктивних елементів будівельної індустрії. Враховуючи нестримний ріст масштабів будівництва зрозумілою є актуальність проблеми раціонального проектування залізобетонних конструкцій з використанням сучасних модифікованих методик, бо навіть незначна економія матеріалу на виробі масового виробництва дає значну економію відповідних матеріальних ресурсів. Питання надійності та довговічності конструкції як цілісної системи є завжди актуальні, їх вирішення вимагає відповідних теоретичних та експериментальних досліджень.

З метою економії матеріалу суттєве значення має використання покриттів (у тому числі багатошарових) для зміцнення елементів конструкцій та захисту їх від дії агресивного середовища.

Основний текст. Для спрощення задачі про визначення температурних полів і напруженого стану в таких тілах шар покриття розглядаємо як тонку оболонку з відповідними термомеханічними характеристиками. Якщо прийняти ці характеристики незмінними при безмежному зменшенні товщини оболонки, то шар покриття замінюється деякою фізичною поверхнею, що має термопружні характеристики покриття. Уздовж цієї поверхні величини, які характеризують термомеханічний стан тіла, повинні відповідати деяким умовам термомеханічної взаємодії.

Ця проблема вперше розглядалася академіком Я. С. Підстригачем та його учнями в 60-х роках минулого століття, що відображено в працях.

Під час побудови відповідних рівнянь допускається, що між тілом і покриттям здійснюється ідеальний термомеханічний контакт, а на межі покриття – середовище відбувається теплообмін за законом Ньютона. Запишемо термомеханічні умови на границі тіла у випадку одношарового покриття.

Позначимо через S серединну поверхню шару покриття, який віднесемо (рис. 1) до змішаної системи координат (α, β, γ) .

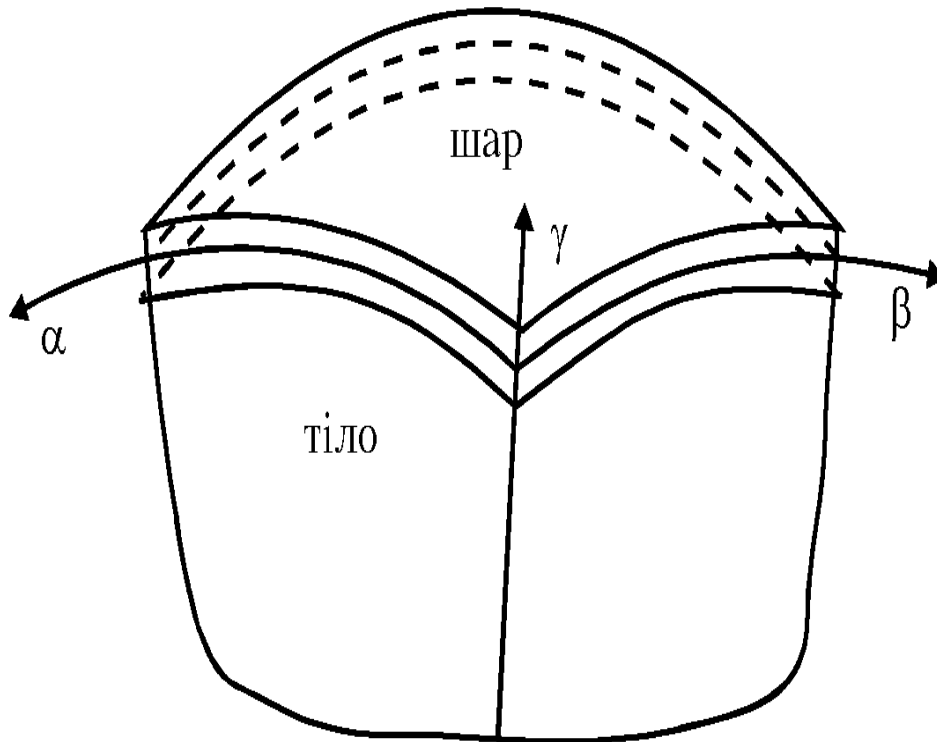


Рис. 1. Розрахункова схема тіла з багат шаровим покриттям

Рівняння теплопровідності для тонкого шару має такий вигляд:

$$p^2 t + \frac{\partial^2 t}{\partial \gamma^2} = 0, \quad (1)$$

де $p^2 = \Delta - \frac{1}{a} \frac{\partial}{\partial \tau}$; $\Delta = \frac{1}{AB} \left[\frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{B}{A} \frac{\partial}{\partial \alpha} \right) + \frac{\partial}{\partial \beta} \left(\frac{A}{B} \frac{\partial}{\partial \beta} \right) \right]$; A, B – коефіцієнти першої квадратичної форми поверхні S ; τ – час; $a = \frac{\lambda}{c}$ – коефіцієнт температуропровідності.

Користуючись символічним методом, розв'язок рівняння (7.1) запишемо у вигляді

$$t = t_s \cos(p\gamma) + \frac{1}{p} t_s^* \sin(p\gamma), \quad (2)$$

де t_s – значення температури на серединній поверхні S , а $t_s^* = \left. \frac{\partial t}{\partial \gamma} \right|_{\gamma=0}$; вісь γ збігається за напрямом із зовнішньою нормаллю до серединній поверхні шару покриття.

Введемо осереднені величини:

$$T = \frac{1}{2\delta} \int_{-\delta}^{\delta} t d\gamma, \quad T^* = \frac{3}{2\delta^2} \int_{-\delta}^{\delta} t\gamma d\gamma, \quad (3)$$

де 2δ – товщина шару покриття.

Підставляючи вираз (2) для температури t в залежності (3), отримаємо

$$T = t_s \frac{\sin(p\delta)}{p\delta}, \quad T^* = t_s^* \frac{3}{(p\delta)^2} \left[\frac{\sin(p\delta)}{p\delta} - \cos(p\delta) \right],$$

звідки

$$t_s = \frac{p\delta}{\sin(p\delta)} T, \quad t_s^* = \frac{(p\delta)^3}{3[\sin(p\delta) - p\delta \cos(p\delta)]} T^*.$$

Таким чином, матимемо

$$t = \frac{p\delta \cos(p\gamma)}{\sin(p\delta)} T + \frac{(p\delta)^3 \sin(p\gamma)}{3[\sin(p\delta) - p\delta \cos(p\delta)]} T^*.$$

Усреднюємо рівняння (1) згідно з (3):

$$2\delta\lambda p^2 T + \lambda \left[\frac{\partial t}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=\delta} - \frac{\partial t}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=-\delta} \right] = 0, \quad 2\delta\lambda p^2 T^* + 3\lambda \left[\frac{\partial t}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=\delta} + \frac{\partial t}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=-\delta} \right] - \frac{6\lambda}{2\delta} [t|_{\gamma=\delta} - t|_{\gamma=-\delta}] = 0.$$

Позначимо $\lambda^* = 2\delta\lambda$ – зведена теплопровідність шару; $h = \frac{\lambda}{2\delta}$ –

термопровідність. Тоді усереднені рівняння набудуть вигляду:

$$\lambda^* p^2 T + \lambda \left[\frac{\partial t}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=\delta} - \frac{\partial t}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=-\delta} \right] = 0, \quad \lambda^* p^2 T^* + 3\lambda \left[\frac{\partial t}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=\delta} + \frac{\partial t}{\partial \gamma} \Big|_{\gamma=-\delta} \right] - 6h [t|_{\gamma=\delta} - t|_{\gamma=-\delta}] = 0. \quad (4)$$

Розв'язок (2) повинен задовольняти умови:

$$t_0 = t_1, \quad \lambda_0 \frac{\partial t_0}{\partial \gamma} = \lambda_1 \frac{\partial t_1}{\partial \gamma} \text{ при } \gamma = -\delta; \quad \frac{\partial t_0}{\partial \gamma} = \frac{\mu_0}{\lambda_0} (t_c - t_0) \text{ при } \gamma = \delta,$$

причому μ_0 – приведений коефіцієнт теплообміну поверхні проміжного шару.

Як видно з (2)

$$t = \frac{\cos(p\gamma)}{2\cos(p\delta)} (t|_{\gamma=\delta} + t|_{\gamma=-\delta}) + \frac{\sin(p\gamma)}{2\sin(p\delta)} (t|_{\gamma=\delta} - t|_{\gamma=-\delta})$$

звідки

$$T = \frac{\operatorname{tg}(p\delta)}{2p\delta} (t|_{\gamma=\delta} + t|_{\gamma=-\delta}), \quad T^* = \frac{3[1 - p\delta \operatorname{ctg}(p\delta)]}{2(p\delta)^2} (t|_{\gamma=\delta} - t|_{\gamma=-\delta}). \quad (5)$$

Підставляючи (5) у (4) і переходячи до границі при $\delta \rightarrow 0$ в сталих узагальнених характеристиках шару, отримуємо наступну умову теплообміну через тонке покриття:

$$\lambda^* \Delta \left[\left(1 + \frac{\varepsilon_0}{2h} \right) t_1 + \frac{\lambda_1}{2h} \frac{\partial t_1}{\partial \gamma} \right] + \varepsilon_0 (t_c - t_1) - \lambda_1 \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{2h} \right) \frac{\partial t_1}{\partial \gamma} = c \left[\left(1 + \frac{\varepsilon_0}{2h} \right) \frac{\partial t_1}{\partial \gamma} + \frac{\lambda_1}{2h} \frac{\partial^2 t_1}{\partial \gamma \partial \tau} \right], \quad (6)$$

де $\lambda^* = 2\delta\lambda_0$; $c = 2\delta c_0$ – зведені теплопровідність і теплоємність матеріалу покриття, $h_0 = \frac{\lambda_0}{2\delta}$ – його теплопровідність, c_0 – питома теплоємність матеріалу; t_1 і t_c – граничні значення температури тіла і середовища.

Зауважимо, що виконаний граничний перехід означає фактично заміну шару покриття кінцевої товщини деякою фізичною поверхнею, яка має приведену теплопровідність λ^* , теплоємність c і термічний опір $r = \frac{1}{h}$. Цю поверхню природно назвати фізичною поверхнею теплового контакту із

зовнішнім середовищем, а умови (5) – умовами теплообміну через тонке покриття з довкіллям.

Висновки. Сучасний розвиток промисловості й техніки вимагає нових високоміцних матеріалів, які здатні працювати в середовищах за підвищених температур і силових дій. Виявляється, що деякі матеріали, які не мають таких властивостей, після покриття їх зовнішньої поверхні спеціальними тонкими шарами задовольняють ці вимоги. Для спрощення задачі про визначення температурних полів і напруженого стану в таких тілах шар покриття розглядаємо як тонку оболонку з відповідними термомеханічними характеристиками. Якщо прийняти ці характеристики незмінними при безмежному зменшенні товщини оболонки, то шар покриття замінюється деякою фізичною поверхнею, що має термомеханічні характеристики покриття. Уздовж цієї поверхні величини, які характеризують термомеханічний стан тіла, повинні відповідати деяким умовам термомеханічної взаємодії тіла з середовищем.

Список використаних джерел

1. Добрянський І. М. Використання функцій типу Гріна при знаходженні напруженого стану пологих оболонок за відомим тензором несумісних деформацій / І. М. Добрянський, Є. Г. Іваник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне, 2008. – Вип. 16, ч. 2. – С. 142–150.
2. Добрянський І. М. Врахування конвективного теплообміну при дослідженні процесів термічного розтріскування в бетонних зразках за дії лазерного опромінення на основі моделі крихкого руйнування / І. М. Добрянський // Машинознавство. – 2012. – № 1 (175). – С. 32–35.
3. Добрянський І. М. Ефективність термообробки зварних пластин рухомими зонами нагріву / І. М. Добрянський, Л. В. Хомляк, Є. Г. Іваник // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій / за заг. ред. Й. Й. Лучка. – Львів : Каменяр, 2007. – Вип. 7. – С. 431–436.
4. Добрянський І. М. Напружений стан елементів бетонних конструкцій за дії загального і локалізованого іонізуючого опромінення / І. М. Добрянський // Машинознавство. – 2011. – № 5–6 (167–168). – С. 49–51.

УДК 624.01

РОЗРАХУНОК ДОВЖИНИ І ШИРИНИ ПІДОШВИ ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОГО ФУНДАМЕНТУ ПІД КОЛОНУ У КОМП'ЮТЕРНОМУ СЕРЕДОВИЩІ MathCAD

Янін О.Є., канд. техн. наук, доц.

Шах Сияд Рехан, здобувач вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
(Пакистан)

Херсонський державний аграрно-економічний університет, м. Херсон,
Україна

Вступ. Згідно з діючими нормами, розрахунок розмірів підшви фундаменту a_f та b_f (рис.1) виконують на підставі забезпечення міцності ґрунту основи за крайовим (p_1) та середнім (p_m) тиском

$$p_1 = \frac{N_{inf}}{a_f * b_f} \left(1 + \frac{6 * e}{a_f} \right) \leq 1,2 * R; \quad (1)$$

$$p_m = \frac{N_{inf}}{a_f * b_f} \leq R; \quad (2)$$

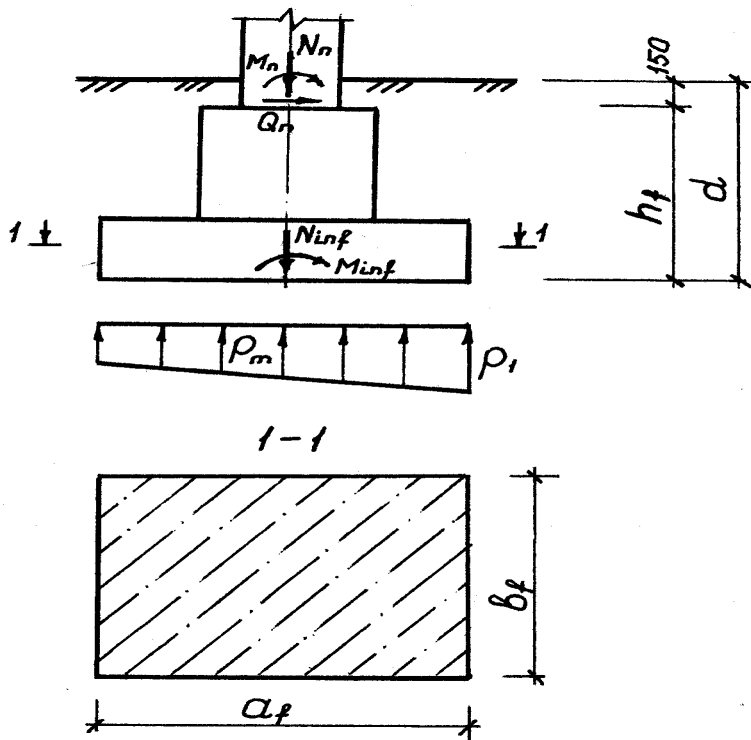


Рис.1

де

$$e = \frac{M_{inf}}{N_{inf}}; \quad (3)$$

$N_{inf} = N_n + \gamma_m * d * a_f * b_f$; $M_{inf} = M_n + Q_n * h_f$ - характеристичні поздовжня сила та момент на рівні підшви;

M_n , N_n , Q_n - характеристичний момент, поздовжня і поперечна сили у перерізі колони на рівні обрізу фундаменту;

d – глибина закладання фундаменту;

h_f – висота фундаменту;

$\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$ - питома вага фундаменту та ґрунту на його обрізах;

$$R = R_o \left[1 + k_1 * \left(\frac{b_f - b_o}{b_o} \right) \right] * \left(\frac{d + d_o}{2 * d_o} \right) \quad (4)$$

R – уточнений розрахунковий опір ґрунту основи, що відповідає фактичним значенням b_f та d ;

R_o – розрахунковий опір ґрунту основи під фундаментом;

$b_o=1\text{м}$; $d_o=2\text{м}$.

Основний текст. Розглянемо випадок, коли стискаюча сила N_{inf} не виходить за межі ядра підшви окремого фундаменту. Тоді $e < \frac{a_f}{6}$ та епюра напружень під підшвою буде мати вигляд трапеції (рис.1).

Співвідношення між a_f та b_f доцільно приймати у межах $0.6 \div 0.85$:

$$\frac{b_f}{a_f} = 0,6 \div 0,85 = k_1. \quad (5)$$

Для визначення розмірів підшви фундаменту слід вирішити дві системи рівнянь відносно a_f та b_f

$$\begin{cases} p_1 = 1,2 * R \\ \frac{b_f}{a_f} = k_1 \end{cases}; \quad (6)$$

$$\begin{cases} p_m = R \\ \frac{b_f}{a_f} = k_1 \end{cases}. \quad (7)$$

З двох рішень треба обрати таке, у якого a_f та b_f більше. Рішення цих систем має певні математичні труднощі. Отже виникає необхідність застосувати метод послідовних наближень, кількість яких може бути достатньо великою. Спростити рішення можливо за допомогою комп'ютерної програми *MathCAD*. Крім цього, така програма дозволяє дати графічну інтерпретацію знаходження розмірів a_f та b_f .

Для наочності, будуються графіки функцій $p_1 = 1,2 * R$; $p_m = R$; та $\frac{b_f}{a_f} = k_1$ (рис.2) в осях a_f - b_f . Області, які лежать вище графіків $p_1 = 1,2 * R$ та $p_m = R$ відповідають виконанню умов міцності ґрунту.

Точка перетину графіків $p_1 = 1,2 * R$ та $\frac{b_f}{a_f} = k_1$ відповідає рішенню системи (6), а точка перетину графіків $p_m = R$ та $\frac{b_f}{a_f} = k_1$ відповідає рішенню системи (7).

Нижче наведений документ у середовищі *MathCAD*, який дозволяє визначити ширину і довжину підшви фундаменту. Про цьому, розрахунки виконуються при певних вихідних даних.

Документ Mathcad

**Визначення розмірів подошви (a_f та b_f) окремого
позацентрово-стиснутого фундаменту під колону.**

Вихідні дані (кН,см) :

$$N_n := 798 \quad M_n := 17100 \quad Q_n := 23.6 \quad k_1 := 0.05$$

$$R_o := 215 \cdot 10^{-4} \quad h_f := 140 \quad d := 180 \quad \gamma_n := 1$$

Рішення:

$$\gamma_m := 20 \cdot 10^{-6} \quad b_o := 100 \quad d_o := 200 \quad M_{inf} := M_n + Q_n \cdot h_f \quad M_{inf} = 2.04 \times 10^4 \quad N_{n1} := N_n$$

Функції:

$$G_{nf}(a_f, b_f) := a_f \cdot b_f \cdot d \cdot \gamma_m \quad N_{inf}(a_f, b_f) := (N_{n1} + G_{nf}(a_f, b_f)) \quad e_o(a_f, b_f) := \frac{M_{inf}}{N_{inf}(a_f, b_f)}$$

$$R(b_f) := R_o \cdot \left[1 + k_1 \cdot \left(\frac{b_f - b_o}{b_o} \right) \right] \cdot \frac{d + d_o}{2 \cdot d_o}$$

Ініціалізація змінної: $a_f := 100$ *Діапазон значень аргументу* $b_f := 50..300$

Побудова в осях a_f - b_f графіку функції:

$$\text{Given} \quad \frac{N_{inf}(a_f, b_f) \cdot \gamma_n}{a_f \cdot b_f} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_o(a_f, b_f)}{a_f} \right) = 1.2 \cdot R(b_f) \quad a_{f1}(b_f) := \text{Find}(a_f)$$

Ініціалізація змінної: $a_f := 100$

Побудова в осях a_f - b_f графіку функції:

Given $\frac{N_{inf}(a_f, b_f) \cdot \gamma_n}{a_f \cdot b_f} = R(b_f)$

$$a_{f2}(b_f) := \text{Find}(a_f)$$

Побудова в осях a_f - b_f графіку функції:

$$a_{f3}(b_f) := \frac{b_f}{0.8}$$

Визначення області значень a_f та b_f , при яких поздовжня сила не виходить за межі ядра подошви фундаменту:

Побудова в осях a_f - b_f графіку функції:

Given $e_o(a_f, b_f) = \frac{a_f}{6}$

$$a_{f4}(b_f) := \text{Find}(a_f)$$

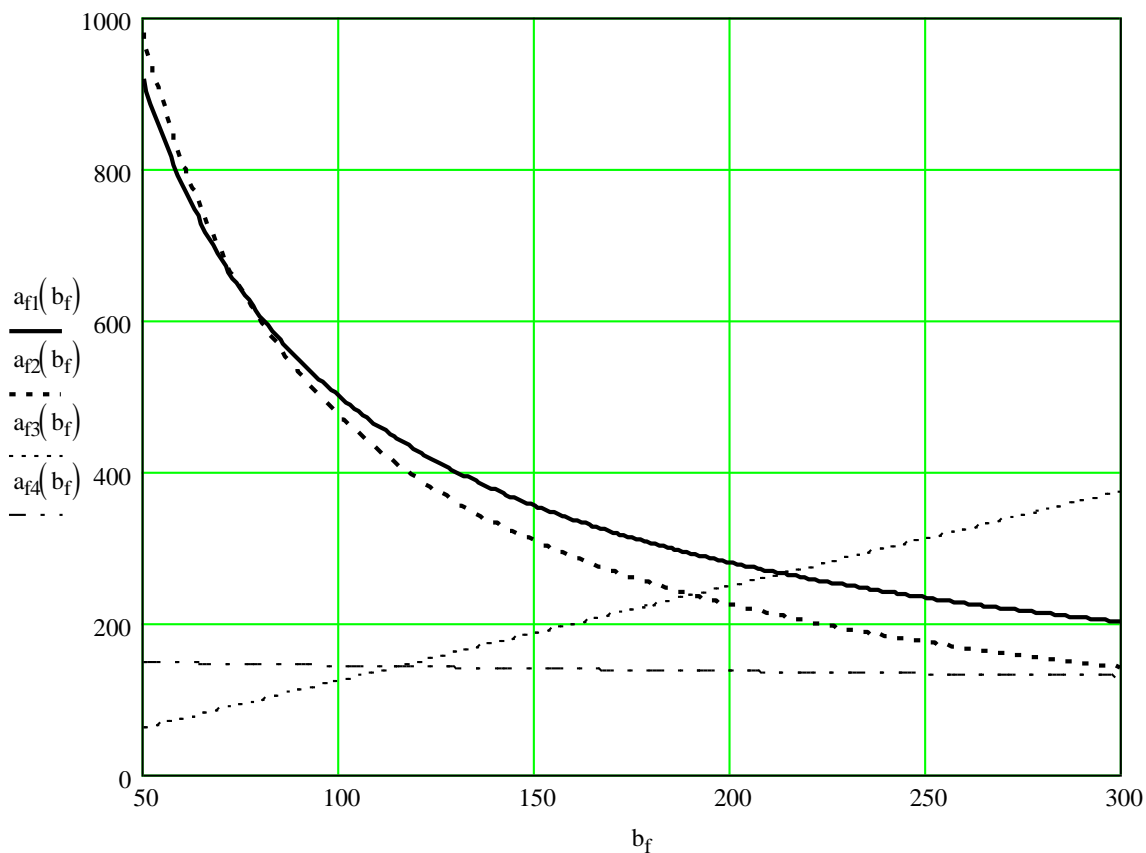


рис.2

Визначення a_f та b_f шляхом розв'язання системи рівнянь (6):

у першому наближенні: $a_f := 280$ $b_f := 220$

$$G_{nf} := a_f \cdot b_f \cdot d \cdot \gamma_m \quad N_{inf} := N_{n1} + G_{nf} \quad e_o := \frac{M_{inf}}{N_{inf}} \quad R := R_o \cdot \left[1 + k_1 \cdot \left(\frac{b_f - b_o}{b_o} \right) \right] \cdot \frac{d + d_o}{2 \cdot d_o}$$

$$G_{nf} = 221.76 \quad N_{inf} = 1.02 \times 10^3 \quad e_o = 20.009 \quad R = 0.022$$

$$\text{Given} \quad \frac{N_{inf} \cdot \gamma_n}{a_f \cdot b_f} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_o}{a_f} \right) = 1.2 \cdot R \quad \frac{a_f}{b_f} = \frac{1}{0.8}$$

$$N_{inf} = N_{n1} + G_{nf} \quad G_{nf} = a_f \cdot b_f \cdot d \cdot \gamma_m \quad e_o = \frac{M_{inf}}{N_{inf}} \quad R = R_o \cdot \left[1 + k_1 \cdot \left(\frac{b_f - b_o}{b_o} \right) \right] \cdot \frac{d + d_o}{2 \cdot d_o}$$

$$\begin{pmatrix} G_{nf} \\ N_{inf} \\ e_o \\ R \\ a_f \\ b_f \end{pmatrix} := \text{Find}(G_{nf}, N_{inf}, e_o, R, a_f, b_f)$$

Результати розв'язання:

$$\begin{aligned} b_f &= 212.554 & e_o &= 20.377 \\ a_f &= 265.693 & N_{inf} &= 1.001 \times 10^3 \\ R &= 0.022 & G_{nf} &= 203.307 \end{aligned}$$

Прийняті значення: $a_f := 270$ $b_f := 220$

Перевірки:

$$G_{NF} := a_f \cdot b_f \cdot d \cdot \gamma_m \quad N_{INF} := N_{n1} + G_{NF} \quad e_o := \frac{M_{inf}}{N_{INF}} \quad G_{NF} = 213.84$$

$$R_r := R_o \cdot \left[1 + k_1 \cdot \left(\frac{b_f - b_o}{b_o} \right) \right] \cdot \frac{d + d_o}{2 \cdot d_o} \quad N_{INF} = 1.012 \times 10^3$$

$$e_o = 20.165$$

$$\frac{N_{INF} \cdot \gamma_n}{a_f \cdot b_f} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_o}{a_f} \right) = 0.02466771 \quad 1.2 \cdot R_r = 0.026 \quad \frac{N_{INF} \cdot \gamma_n}{a_f \cdot b_f} = 0.017 \quad R_r = 0.022$$

Визначення a_f та b_f шляхом розв'язання системи рівнянь (7):

Given $\frac{a_f}{b_f} = \frac{1}{0.8} \quad \frac{N_{inf} \cdot \gamma_n}{a_f \cdot b_f} = R$

$$N_{inf} = N_{n1} + G_{nf} \quad G_{nf} = a_f \cdot b_f \cdot d \cdot \gamma_m \quad e_o = \frac{M_{inf}}{N_{inf}} \quad R = R_o \cdot \left[1 + k_1 \cdot \left(\frac{b_f - b_o}{b_o} \right) \right] \cdot \frac{d + d_o}{2 \cdot d_o}$$

$$\begin{pmatrix} G_{nf} \\ N_{inf} \\ e_o \\ R \\ a_f \\ b_f \end{pmatrix} := \text{Find}(G_{nf}, N_{inf}, e_o, R, a_f, b_f)$$

Результати розв'язання:

$$\begin{aligned} b_f &= 189.6955723151 & e_o &= 21.2557199797 \\ a_f &= 237.1194653938 & N_{inf} &= 959.9298454749 \\ R &= 0.021341016 & G_{nf} &= 161.9298454749 \end{aligned}$$

Прийняті значення:

$$a_f := 240 \quad b_f := 190$$

Перевірки:

$$G_{NF} := a_f \cdot b_f \cdot d \cdot \gamma_m \quad N_{INF} := N_{n1} + G_{NF} \quad e_o := \frac{M_{inf}}{N_{INF}} \quad G_{NF} = 164.16$$

$$R_r := R_o \cdot \left[1 + k_1 \cdot \left(\frac{b_f - b_o}{b_o} \right) \right] \cdot \frac{d + d_o}{2 \cdot d_o} \quad N_{INF} = 962.16$$

$$e_o = 21.2064521493$$

$$\frac{N_{INF} \cdot \gamma_n}{a_f \cdot b_f} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_o}{a_f} \right) = 0.0322864 \quad 1.2 \cdot R_r = 0.02561295 \quad \frac{N_{INF} \cdot \gamma_n}{a_f \cdot b_f} = 0.0211 \quad R_r = 0.021344125$$

Висновки. За допомогою трасування, можливість якої передбачена середовищем *MathCAD*, визначаються абсциси та ординати точок перетину відповідних графіків. Та з них, яка відповідає найбільшим значенням a_f та b_f , використовується для остаточного визначення розмірів підосви фундаменту, які слід приймати з урахуванням уніфікації.

Система *MathCAD* також дає можливість точного рішення систем (6) та (7). Ці рішення повинні відповідати абсцисам та ординатам точок перетину графіків.

Список використаних джерел.

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Учебник для вузов. Изд. 3-е, исправленное. М., Стройиздат, 1978, 767с.

2. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие.-2-е изд., - М.: Стройиздат, 1989.-506с.

УДК 727

ГРОМАДСЬКИЙ ПРОСТІР: соціальні інновації містобудування (досвід розбудови Нової Каховки)

Кутузова Т.Ю.

доцент кафедри будівництва

*Херсонського державного аграрно-економічного університету,
м. Херсон, Україна*

Вступ. Спадкоємний розвиток архітектурного середовища міста передбачає витриману рівновагу процесів збереження та оновлення містобудівної структури. У тривалості перетворень функціонального призначення історичної забудови та громадського простору віддзеркалюється соціальні переваги змін культурного життя громади.

Досвід містобудівного розвитку Нової Каховки (1951 – 1956 роки) надає приклад втілення інноваційного (на той час) простору. Високий професіоналізм проектної команди дозволив витримати узгодженість проектного задуму в умовах багатосарової спрямованості різногалузевих задач. За первинним задумом планувальна структура міста складалася у поєднанні наміру до урбаністичного розвитку території (закладення системи індустріального виробництва навколо Каховської ГЕС) разом зі втіленням поширеної системи елементів громадського простору (доцільних формуванню озеленення міста за формулою: «місто-сад»).

Метою роботи становить визначення характеру соціальних інновацій, можливих до втілення у громадському просторі сучасного міста, актуальність яких задекларована на міжнародній площадці венеціанського Бієнале архітектури.

Основний текст. Точне визначення необхідних напрямів та підходів збереження історичного простору, розбудова якого триває у сучасній дійсності часу, становиться запорукою сталого розвитку містобудівної ситуації. Втілення соціальних інновацій на теренах громадського простору історичного міста передбачає розкриття та використання потенціалу архітектурного середовища на основі розуміння засад новітніх стратегії розвитку спільноти [1].

Вивчення історичного досвіду становлення громадського простору надало можливість сформулювати системну побудову міського середовища.

Виявлення структурної ієрархії елементів міського розпланування надало можливість довести багат шарову організацію просторової взаємодії ділянок забудови. Розширення основних складових розпланування сельбищної зони виявило наступні значення громадського простору:

1. Опорні елементи каркасу: центральна площа міста, центральний проспект уздовж акваторії Дніпра, поперекові вулиці, орієнтовані на площі, підпорядкованого значення.

2. Рядові чарунки міської тканини: квартальні площадки відпочинку, пішохідна вулиця (де збираються споруди навчально-виховного призначення), сквери біля споруд побутового обслуговування населення.

3. Території озеленення: паркова смуга вздовж узбережжя, сквери, багаторядові смуги проспекту, спрощене озеленення вулиць, внутрішній простір кварталів, - все це створює безперервну мережу озеленення міста (рис.1).



Рис.1. Фотокадри Нової Каховки 1950-их років:

- благоустрій паркової смуги (бесідка, Палац культури).
- фрагмент рельєфної пластики декору житлової будівлі. - пішохідна вулиця до школи.

Визначення змістовних акцентів історично сформованого громадського простору складає сенс проектних пропозицій реновації архітектурного середовища. Звернення до матеріалів міжнародних професійних закладів надає можливість довести актуальну змістовність сучасних потреб спільноти, враховуючи проблеми як глобального рівня, так і складові регіонального порядку. Так, у документах двох останніх Венеціанських Бієнале* 2018 р., 2021 р. (*міжнародна площадка проектних пропозицій, художніх акцій) було

висвітлено сутність сучасних вимог до організації громадського простору з наголошенням підходів та прийомів організації відкритої взаємодії [2,3].

У межах біенале через виявлення специфіки шарів громадської дієвості було сформульовано переваги соціальних комунікацій у різних спільнотах. Це надало можливість довести проблему означення громадського простору за наступними кроками його аналізу(рис.2):



Рис.2. Кроки аналізу громадського простору

- «Щедрість» архітектури у її визначені через надмірну присутність художнього. На тлі закладеної умовності «архітектурних повідомлень» сучасне місто (яке живе у переплетенні різночасових ділянок забудови) накопичує символічний зміст середовища. Виразність розмежування простору, визначена у відносності до потреб спільноти (як публічного, так і особистого чи індивідуального характеру) у багатьох випадках спирається на використання елементів архітектурного декору, створених у масштабній відносності форм до свого оточення (міський, районний, камерний).

- «Адаптивність» середовища, сформована у гнучкості його перевтілень: трансформації та ретрансляції мотивів уособлення простору, – відтворює «наскрізний образ» міста як форми існування його простору-у-часі. Фрагменти забудови, які залишаються у соціальній невизначеності простору, - тотожні порожнечі, що накопичує потенціал наступного розкриття. Виявлення ознак історичного змісту простору додає відчуття “наскрізних кордонів” минулих традицій соціалізації міської спільноти.

- «Мудрість» природи, дарована людству у чуттєвих образах неповторності тиші чи пишної краси, закріплена за різними концептами проектування: романтика уяви “єдиної планети” у безмежності простору, а також, - і в реаліях проблем співіснування («common land»). Усвідомлення складності завдання через значну невизначеність діапазонів оптимальності, посилюється необхідність використання підходів проектного мислення, надав уявлення архітектурного середовища через реальну цілісність «хореографії повсякденного життя».

- «Крихкість» знайденої рівноваги природного середовища до соціальних

потреб спільноти віддзеркалено в етнічних формах традиційного будівництва. Розуміння відповідальності людства до проблем збереження часток природного середовища, до захисту вільної території Землі від технологічних вимог урбаністики (розроблених на умовах прагматичного землекористування підпорядковано загальному сенсу сумісного життя на Землі [4].

З 2008 року більша половина людства живе у міському середовищі. Необхідність врахування факторів формування збалансованого оточення життєдіяльності – це виклик та велика відповідальність професійної спільноти. Звертання до висновків Бієнале продемонструвало порозуміння проекту за межами вузько своєї ситуації. І основою цього залишається, не стільки віра у сторону неперевершеності інженерної думки, скільки, у надії на культурну взаємодію людства та любов до життя. У перевтіленнях історично сформованого архітектурного середовища (відповідно до нових вимог соціуму) простір збагачується минулим досвідом життя. А тактильна присутність історії публікує своєрідне Запрошення до діалогу культур. І тоді мандри територіальні доповнюються емоційним супроводженням за мандрами культур.

Висновки. Огляд сучасних практик соціалізації громадського простору, наведених за слоганами інтерпретації змісту архітектурного Бієнале, 2018, 2021 надало можливість сформулювати напрями перед-проектних досліджень ситуації:

- уточнення потенціалу розбудови архітектурного середовища через визначення та втілення соціальних переваг сьогодення;
- розшарування чарунок громадського простору з точки зору ймовірних напрямів його соціалізації (за вимогами та потребами місцевих спільнот)
- визначення засад змістовного перевтілення громадського простору як інноваційної універсальності соціальних функцій архітектурного середовища.

Список використаних джерел

1. Геєць В.М., Соціалізація, соціальні інновації та соціальна взаємодія бізнесу й держави /В.М.Геєць // Суспільні трансформації:2020. – № 374. –с.9-23
2. Голубчак К.Т. Особливості формування інноваційного креативного простору / К.Т. Голубчак // Львів. : Львівська політехніка, ВНС НУЛП, Архітектура. 2019. – т.1, №2. – с. 55-61
3. Інноваційні технології в архітектурі і дизайні. Колект. монографія / Під загальною ред. В.П. Сопова, В.П. Мироненка Харків: ХНУБА, 2018. – 178с.
4. La biennale di venezia is committed to environmental sustainability <https://www.labiennale.org/en> (дата звернення 20.05.2022)

ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРИ В ЕЛЕМЕНТАХ АРКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЗАДАНИМ ПОЧАТКОВИМ РОЗПОДІЛОМ

*Добрянський І.М., д.т.н., професор; Добрянська Л.О., к.е.н. доцент;
Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу, м.
Івано-Франківськ; Вибранець Ю.Ю., к.т.н. Національний університет
«Львівська Політехніка», м.Львів*

Вступ. Розрахункові схеми для визначення внутрішніх зусиль від статичних навантажень арочних конструкцій мають бути геометрично лінійними, якщо це не призводить до помилок більше ніж на 5 %. При цьому робота матеріалу в перерізах вважається лінійною, тобто задача залишається фізично-лінійною на всіх етапах навантаження. Перерозподіл внутрішніх зусиль за рахунок пластичних деформацій у перерізах може враховуватись за умови спеціального обґрунтування. Для динамічних розрахунків за всіх умов допускається застосовувати лінійні розрахункові схеми. Дуже актуальним є дослідження температури в елементах аркових конструкцій, зумовлених заданим початковим розподілом.

Метою досліджень є визначення температури в елементах аркових мостів, зумовлених заданим початковим розподілом.

Основний текст. Розглянемо елемент аркового моста у вигляді циліндричної оболонки з радіусами поверхонь R_1 і R_2 (рис. 1).

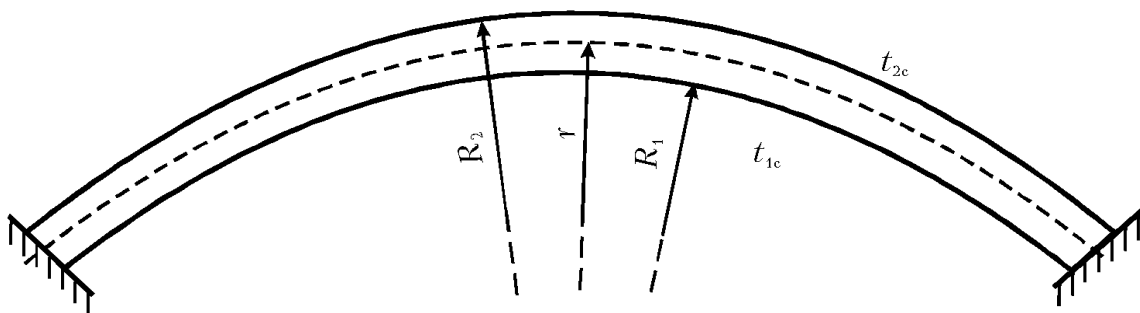


Рис. 1. Розрахункова схема аркового моста

Нехай задано початковий розділ температури у вигляді деякої функції $f(r)$. Температурне поле оболонки залежить від радіуса r і часу τ . Теплообмін із зовнішнім середовищем відбувається за законом Ньютона. Температура середовища – задані функції часу $t_{1c} = \varphi_1(\tau)$, $t_{2c} = \varphi_2(\tau)$.

Диференціальне рівняння теплопровідності в циліндричній системі координат матиме вигляд

$$\frac{\partial^2 t}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial t}{\partial r} = \frac{1}{a} \frac{\partial t}{\partial \tau} \quad (1)$$

за крайових умов

$$t(r,0) = f(r), \quad (2)$$

$$-\frac{\partial t}{\partial r} + \frac{\alpha_1}{\lambda} [\varphi_1(\tau) - t] = 0 \text{ при } r = R_1, \quad -\frac{\partial t}{\partial r} + \frac{\alpha_2}{\lambda} [\varphi_2(\tau) - t] = 0 \text{ при } r = R_2. \quad (3)$$

Поставимо задачу визначення розподілу температури по товщині оболонки в будь-який момент часу.

Для розв'язку крайової задачі (3.2)–(3.5) використовуємо кінцеве інтегральне перетворення Ганкеля

$$\theta(\mu_n, \tau) = \int_{R_1}^{R_2} r t(r, \tau) U_0(\mu_n, r) dr \quad (4)$$

з ядром перетворення

$$U_0(\mu_n, r) = \left[Y_0(\mu_n) + \frac{\mu_n}{\text{Bi}_2} Y_1(\mu_n) \right] J_0\left(\mu_n \frac{r}{R_1}\right) - \left[J_0(\mu_n) + \frac{\mu_n}{\text{Bi}_1} J_1(\mu_n) \right] Y_0\left(\mu_n \frac{r}{R_1}\right), \quad (5)$$

причому μ_n – корені характеристичного рівняння

$$\frac{U_0(k\mu_n)}{U_1(k\mu_n)} = \frac{\mu_n}{\frac{\alpha_2}{\alpha_1} \text{Bi}_1}, \quad (6)$$

$$U_1(k\mu_n) = \left[Y_0(\mu_n) + \frac{\mu_n}{\text{Bi}_2} Y_1(\mu_n) \right] J_1(k\mu_n) - \left[J_0(\mu_n) + \frac{\mu_n}{\text{Bi}_1} J_1(\mu_n) \right] Y_1(k\mu_n), \quad \text{Bi}_1 = \frac{\alpha_1 R_1}{\lambda}, \quad \text{Bi}_2 = \frac{\alpha_2 R_2}{\lambda}$$

– критерії Біо; α_1, α_2 – коефіцієнти тепловіддачі з поверхонь $r = R_1$ та $r = R_2$ відповідно; $k = \frac{R_2}{R_1}$; $J_0(\cdot), J_1(\cdot); Y_0(\cdot), Y_1(\cdot)$ – функції Бесселя першого і другого роду порядку нуль та одиниця відповідно.

Формула обернення поставленої задачі на основі (6), (7) згідно з має такий вигляд:

$$t(r, \tau) = \frac{\pi^2 \text{Bi}_1^2}{2R_1^2} \sum_{n=1}^{\infty} \mu_n \theta(\mu_n, \tau) U_0(\mu_n, r) \left[\frac{\alpha_2}{\alpha_1} J_0(k\mu_n) - \frac{\mu_n}{\text{Bi}_1} J_1(k\mu_n) \right]^2 \left\{ \left[J_0(\mu_n) + \frac{\mu_n}{\text{Bi}_1} J_1(\mu_n) \right]^2 (\mu_n^2 + \text{Bi}_2^2) - \left[\frac{\alpha_2}{\alpha_1} J_0(k\mu_n) - \frac{\mu_n}{\text{Bi}_1} J_1(k\mu_n) \right]^2 (\mu_n^2 + \text{Bi}_1^2) \right\}^{-1}.$$

Процедура знаходження розв'язку задачі передбачає домноження кожного члена диференціального рівняння теплопровідності на ядро симетричного перетворення та інтегрування в межах від R_1 до R_2 . Власна функція $U_0(\mu_n, r)$ є розв'язком рівняння Бесселя для функції Бесселя нульового порядку за однорідних граничних умов першого роду.

При інтегруванні враховувались граничні умови, характеристичне рівняння (8), а також співвідношення $U_0(\mu_n) = -\frac{2}{\pi \text{Bi}_1}$, $U_1(\mu_n) = \frac{2}{\pi \mu_n}$.

Тоді диференціальне рівняння для зображення $\theta(\mu_n, \tau)$ матиме такий вигляд:

$$\frac{d\theta(\mu_n, \tau)}{d\tau} + \frac{a\mu_n^2}{R_1^2}\theta(\mu_n, \tau) - a\text{Bi}_2 U_0(k\mu_n)\varphi_2(\tau) + \frac{2a}{\pi}\varphi_1(\tau) = 0. \quad (7)$$

Для зображення функції $f(r)$ можна записати

$$\theta(\mu_n, 0) = f(\mu_n) = \int_{R_1}^{R_2} r f(r) U_0(\mu_n, r) dr. \quad (8)$$

Розв'язок диференціального рівняння з урахуванням початкової умови (7.8) матиме вигляд

$$\theta(\mu_n, \tau) = f(\mu_n) e^{-\mu_n^2 \text{Fo}_1} + a\text{Bi}_2 U_0(k\mu_n) \int_0^\tau \varphi_2(\vartheta) e^{-\frac{\mu_n^2 a(\tau-\vartheta)}{R_1^2}} d\vartheta - \frac{2a}{\pi} \int_0^\tau \varphi_1(\vartheta) e^{-\frac{\mu_n^2 a(\tau-\vartheta)}{R_1^2}} d\vartheta, \quad (9)$$

де $\text{Fo}_1 = \frac{a\tau}{R_1^2}$.

Використовуючи формулу обернення та залежність (1), отримаємо розв'язок задачі:

$$t(r, \tau) = \frac{2}{R_1^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2 U_0(\mu_n, r) e^{-\mu_n^2 \text{Fo}_1}}{\left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1}\right)^2 k^2 U_0(k\mu_n) (\mu_n^2 + \text{Bi}_1^2) - \frac{4}{\pi^2 \text{Bi}_1^2 (\mu_n^2 + \text{Bi}_1^2)}} \int_{R_1}^{R_2} r f(r) U_0(\mu_n, r) dr +$$

$$+ a\text{Bi}_2 U_0(k\mu_n) \int_0^\tau \varphi_2(\vartheta) e^{-\frac{\mu_n^2 a\vartheta}{R_1^2}} d\vartheta - \frac{2a}{\pi} \int_0^\tau \varphi_1(\vartheta) e^{-\frac{\mu_n^2 a\vartheta}{R_1^2}} d\vartheta. \quad (10)$$

Нехай температури t_{1c} і t_{2c} середовищ змінюються за законом простого гармонійного коливання

$$t_{1c} = t_{2c} = t_m \cos 2\pi\nu\tau,$$

де ν – частота коливання, t_m – амплітуда коливання температури середовища.

Обчисливши відповідні інтеграли

$$I = \int_0^\tau \cos 2\pi\nu e^{-\frac{\mu_n^2 a\vartheta}{R_1^2}} d\vartheta = \frac{e^{-\frac{\mu_n^2 a\tau}{R_1^2}}}{(2\pi\nu)^2 + \left(\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}\right)^2} \left(\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2} \cos 2\pi\nu\tau + 2\pi\nu \sin 2\pi\nu\tau - \frac{\mu_n^2 a}{R_1^2} \right)$$

$$= \frac{e^{-\frac{\mu_n^2 a\tau}{R_1^2}}}{(2\pi\nu)^2 + \left(\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}\right)^2} \left(\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2} \cos 2\pi\nu\tau + 2\pi\nu \sin 2\pi\nu\tau - \frac{\mu_n^2 a}{R_1^2} \right)$$

або

$$I = e^{\frac{\mu_n^2 a \tau}{R_1^2}} \left[\sin 2\pi\nu(\tau + \beta) - \frac{\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}}{(2\pi\nu)^2 + \left(\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}\right)^2} \right], \quad \operatorname{tg} \beta = \frac{\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}}{2\pi\nu}, \quad \beta = \operatorname{arctg} \frac{\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}}{2\pi\nu} \quad (11)$$

і підставляючи отриманий вираз (13) у залежність(12), отримуємо вираз

$$t(r, \tau) = \frac{2}{R_1^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2 U_0(\mu_n, r) e^{-\mu_n^2 F_{01}}}{\left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1}\right)^2 k^2 U_0^2(k\mu_n) (\mu_n^2 + \operatorname{Bi}_2^2) - \frac{4}{\pi^2 \operatorname{Bi}_1^2 (\mu_n^2 + \operatorname{Bi}_1^2)}} \int_{R_1}^{R_2} r f(r) U_0(\mu_n, r) dr +$$

$$+ t_m \left[a \operatorname{Bi}_2 U_0(k\mu_n) - \frac{2a}{\pi} \right] e^{\frac{\mu_n^2 a \tau}{R_1^2}} \left[\sin 2\pi\nu(\tau + \beta) - \frac{\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}}{(2\pi\nu)^2 + \left(\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}\right)^2} \right],$$

який визначає розв'язок задачі теплопровідності в циліндричній оболонці з періодичним перепадом температури навколишнього середовища.

Висновки. Температура в елементах аркових мостів, зумовлених заданим початковим розподілом, визначаємо за формулами:

$$t(r, \tau) = \frac{2}{R_1^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2 U_0(\mu_n, r) e^{-\mu_n^2 F_{01}}}{\left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1}\right)^2 k^2 U_0^2(k\mu_n) (\mu_n^2 + \operatorname{Bi}_2^2) - \frac{4}{\pi^2 \operatorname{Bi}_1^2 (\mu_n^2 + \operatorname{Bi}_1^2)}} \int_{R_1}^{R_2} r f(r) U_0(\mu_n, r) dr +$$

$$+ t_m \left[a \operatorname{Bi}_2 U_0(k\mu_n) - \frac{2a}{\pi} \right] e^{\frac{\mu_n^2 a \tau}{R_1^2}} \left[\sin 2\pi\nu(\tau + \beta) - \frac{\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}}{(2\pi\nu)^2 + \left(\frac{\mu_n^2 a}{R_1^2}\right)^2} \right],$$

який визначає розв'язок задачі теплопровідності в циліндричній оболонці з періодичним перепадом температури навколишнього середовища.

Список використаних джерел.

1. Коляно Ю. М. Температурные напряжения от объемных источников / Ю. М. Коляно, А. Н. Кулик. – К. : Наук. думка, 1983. – 288 с.
2. Коляно Ю. М. Метод інтегральних характеристик в термопружності пластин з кусково-постійними коефіцієнтами тепловіддачі / Ю. М. Коляно, В. З. Дідик // Доп. АН УРСР. – 1977. – № 11. – С. 1014–1017. – (Серія А).
3. Коляно Ю. М. Методы теплопроводности и термоупругости неоднородного тела / Ю. М. Коляно. – К. : Наук. думка, 1992. – 280 с.

4. A. A. Yevtushenko, E Model of thermal fracture of concrete during laser irradiation. G. Ivanyk, K. Rozniakowski, I. M. Dobryansky, W. Wypich // Math. Methods and Physic-mechanical fields. – 2003. – Vol. 46, № 3. – P. 154–161.

Наукове видання

Інтелектуальні конструкції та інноваційні будівельні матеріали: зб. наук. пр.: Вип. 3. – Херсон:
ХДАЕУ, 2022. – 94 с.

***Збірник наукових праць видається за підсумками щорічної
Третьої Міжнародної науково-технічної конференції «Інтелектуальні конструкції та
інноваційні будівельні матеріали»***

21 квітня 2022 р.

*В оформленні збірника наукових праць прийняли участь:
Чеканович М.Г., Янін О.Є.*

*Формат А4
Гарнітура Times New Roman
Умовних друкованих аркуша 5,875*