

**Міністерство освіти та науки України  
ДВНЗ «Херсонський державний аграрний  
університет»  
ХФ «Академія будівництва України»**

**НАУКОВО-ПРАКТИЧНА ІНТЕРНЕТ-  
КОНФЕРЕНЦІЯ «БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ,  
БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ ТРЕТЬОГО  
ТИСЯЧОЛІТТЯ»**



**17 травня 2017 року**

**м. Херсон**

**УДК 624.01**

Видається за рішенням організаційного комітету науково-практичної інтернет конференції та вченої ради факультету водного господарства, будівництва та землеустрою ДВНЗ «ХДАУ»

*Рекомендовано до друку методичною комісією з будівництва*

*Протокол № 5 від 15 травня 2017 р.*

Матеріали конференції спрямовані на науковий пошук, обмін досвідом, упровадження результатів наукових досліджень у практичну діяльність підприємств і установ, установлення нових контактів і співробітництва між організаціями та фахівцями.

**Редакційна колегія :**

**Артюшенко В.В.** - к.с-г.н., доцент, декан факультету водного господарства, будівництва та землеустрою ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет»;

**Марасанов В.В.** - д.т.н., професор кафедри технічної кібернетики «Херсонський національний технічний університет»;

**Чеканович М.Г.** –к.т.н., професор, завідувач кафедри будівництва ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет», Заслужений винахідник України; дійсний член Академії будівництва України;

**Сандик Б.М.** – Заслужений будівельник України, Дійсний член Академії Будівництва України, Голова наглядової ради ПАТ «Херсонбуд»;

**Морозов В.В.** - к. с.-г. н., професор, науковий керівник проблемної науково-дослідної лабораторії екомоніторингу ім. проф. Шапошникова ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет»;

Андрієвська Я.П., Желуденко К.В. – технічні редактори

## ОРГКОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ:

**Кирилов Ю.Є.** - д.е.н., ректор ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет», професор кафедри публічного управління та адміністрування;

**Яремко Ю.І.** - д.е.н., перший проректор ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет», професор кафедри землеустрою, геодезії та кадастру;

**Марасанов В.В.** - д.т.н., професор кафедри технічної кібернетики «Херсонський національний технічний університет»;

**Артюшенко В.В.** - к.с.-г.н., доцент, декан факультету водного господарства, будівництва та землеустрою ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет»;

**Чеканович М.Г.** –к.т.н., професор, завідувач кафедри будівництва ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет», Заслужений винахідник України; дійсний член Академії будівництва України;

**Сандик Б.М.** – Заслужений будівельник України, Дійсний член Академії Будівництва України, Голова наглядової ради ПАТ «Херсонбуд»;

**Морозов В.В.** - к. с.-г. н., професор, науковий керівник проблемної науково-дослідної лабораторії екомоніторингу ім. проф. Шапошникова ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет»;

**Янін О.Є.** - к.т.н., доцент кафедри будівництва ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет»;

**Чеканович О.М.** - к.т.н., доцент кафедри будівництва ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет»;

**Волох М.В.** – головний інженер приватної науково-проектної фірми «Херсонпроект»

## **ОСНОВНІ НАПРЯМКИ РОБОТИ КОНФЕРЕНЦІЇ:**

- нові оригінальні будівельні конструкції, будівлі та споруди їх проектування для різних умов та режимів експлуатації;
- результати теоретичних та експериментальних досліджень залізобетонних конструкцій, інноваційних технологій виготовлення та їх застосування у будівництві;
- енергозберігаючі технології у будівництві;
- обстеження, підсилення та реконструкція будівель і споруд;
- проблеми технічної експлуатації, методи оцінювання технічного стану та визначення залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій;
- нові матеріали для залізобетону та їх довговічність;
- розвиток та удосконалення нормативної бази в галузі залізобетону.

### **Перелік секцій конференції:**

1. Сучасні проблеми у галузі будівництва;
2. Прогресивні технології проектування у будівництві.

Тексти матеріалів тез подані в авторській редакції. Відповідальність за точність, достовірність і зміст поданих матеріалів несуть автори.

## ЗМІСТ

1	<b>Молодід О. С.</b> ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ПІДСИЛЕННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЗОВНІШНІМ АРМУВАННЯМ	7
2	<b>M.G. Chekanovich</b> A DURING-TENSIONING METHOD OF PRESTRESSING REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	11
3	<b>Пашинський В.А., Василенко А.В., Ярошук І.К.</b> МЕЖІ РАЦІОНАЛЬНОГО ВИКОРИСТАННЯ ПРОКАТНИХ ПРОФІЛІВ У ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ КОЛОНАХ	15
4	<b>Янін О.Є.</b> МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОЗРАХУНКУ ПРОГИНУ ДВОСХИЛОЇ БАЛКИ З УРАХУВАННЯМ ЗМІННОЇ ЖОРСТКОСТІ УЗДОВЖ ПРОЛЬОТУ	19
5	<b>Чеканович М.Г.</b> ПАРАМЕТРИЧНА ТОЧКА ТА КРИТЕРІЇ МОДЕЛІ РОБОТИ БЕТОНУ	24
6	<b>Янін О.Є.</b> ПРИНЦИПИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ПОКРИТЬ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКИХ ДОРІГ ТА АЕРОДРОМІВ	37
7	<b>Чеканович М.Г.</b> ОПТИМІЗОВАНА ЗАЛІЗОБЕТОННА БАЛКА	41
8	<b>Янін О.Є.</b> РАЦІОНАЛЬНА ФОРМА СТАЛЕВОЇ ЗВАРНОЇ ДВОТАВРОВОЇ БАЛКИ	45
9	<b>Чеканович М.Г.</b> ДРІБНОЗБІРНЕ ПЕРЕКРИТТЯ ТА ЙОГО АРМУВАННЯ	52
10	<b>Чеканович М.Г., Романенко С.М., Андрієвська Я.П.</b> ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ	57
11	<b>Чеканович М.Г.</b> ТЕНЗОР НАПРУГ І ГУСТИН ЕНТРОПІЇ	62
12	<b>Чеканович М.Г., Романенко С.М., Андрієвська Я.П.</b> НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПІДСИЛЕНИХ ЗОВНІШНЬОЮ АРМАТУРОЮ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК	65
13	<b>M.G. Chekanovich.</b> MAXIMIZATION OF THE STRUCTURE'S STRENGTH	71

14	<b>Чеканович М.Г., Романенко С.М., Андрієвська Я.П.</b> ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ	78
15	<b>Чеканович О.М., Журахівський В.П.</b> НОВА САМОРЕГУЛЬОВАНА СИСТЕМА ДЛЯ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГИНАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ	85
16	<b>Чеканович О.М., Журахівський В.П.</b> РЕЗУЛЬТАТИ ВИПРОБУВАНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ НОВОЮ ЕФЕКТИВНОЮ СИСТЕМОЮ ІЗ ЗОВНІШНЬОЮ СТАЛЕВОЮ АРМАТУРОЮ ТА ЖОРСТКИМИ ВАЖЕЛЯМИ	90
17	<b>Сердюк В.М., Стуканов, І.В., Новікова С.М.</b> ВІДНОВЛЕННЯ НАДІЙНОСТІ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ 2-Х ПОВЕРХОВОГО КОРПУСУ ПОЛІКЛІНІКИ №1 КЛІНІЧНОЇ ЛІКАРНІ СУВОРОВСЬКОГО РАЙОНУ В М. ХЕРСОНІ	95
18	<b>Новікова С.М.</b> ТЕХНОЛОГІЧНІ ОСОБЛИВОСТІ ВЛАШТУВАННЯ СКЛЯНОЇ ЧЕРЕПИЦІ, ЯК ЕНЕРГОЗБЕРІГАЮЧОГО МАТЕРІАЛУ	104
19	<b>Чеканович О.М., Сакара О.С.</b> ПІДСИЛЕННЯ СИСТЕМОЮ ВАЖЕЛІВ ІЗ ЗАТЯЖКОЮ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК	108
20	<b>Желуденко К.В.</b> ФАКТОРИ ВПЛИВУ НА ВЛАСТИВОСТІ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТУ	111
21	<b>Романенко С.М., Айметов А.Е., Жуковська А.О., Удовіченко Д.В.</b> ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ	117
22	<b>Чеканович О.М., Дробаха Д.О.</b> ПІДСИЛЕННЯ ПОВЗДОВЖНЬОЮ ДРОТОВОЮ АРМАТУРОЮ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК	120
23	<b>Желуденко К.В.</b> ЗАХИСТ ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ВІД ВПЛИВУ ВОЛОГИ	123
24	<b>Міщенко О.В.</b> СТАН ВПРОВАДЖЕННЯ ЗАХОДІВ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ І ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ В БУДІВЛЯХ ТА СПОРУДАХ В КИЇВСЬКІЙ ОБЛАСТІ	127

УДК 69.059.3

## ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ПІДСИЛЕННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗОВНІШНІМ АРМУВАННЯМ

Молодід О. С. к. т. н., доцент

Київський національний університет будівництва і архітектури

У 2015 р до спеціалістів ДП «НДІБВ» надійшла пропозиція розробити проектні рішення та проект виконання робіт (ПВР) на підсилення фундаменту турбогенератора ПТ-60-130-13 станції №5.

До початку розроблення проектних рішень фахівцями ДП «НДІБВ» було виконано обстеження фундаменту з метою встановлення його фактичних габаритних розмірів та технічного стану. За результатами проведеного обстеження було встановлено, що конструктивно фундамент являє собою монолітну рамну систему, що складається з 5 рам і 8 поздовжніх балок, які з'єднують їх між собою і загальною фундаментною плитою. Розміри фундаменту в плані 24,5х6,0 м. Висота фундаменту – 10,8 м. Відмітка верху майданчика обслуговування + 7,0 м, верх фундаментної плити на відмітці – 3,8 м (рис. 1, 2).

Також при обстеженні було виявлено, що відхилення фактичних розмірів вертикальних елементів залізобетонних конструкцій від проектного положення складало до 76 мм, а кривизна окремих вертикальних конструкцій становила 45 мм. Слід зазначити, що дев'ять із десяти вертикальних конструкцій фундаменту мають обмежений доступ до них (рис. 2).

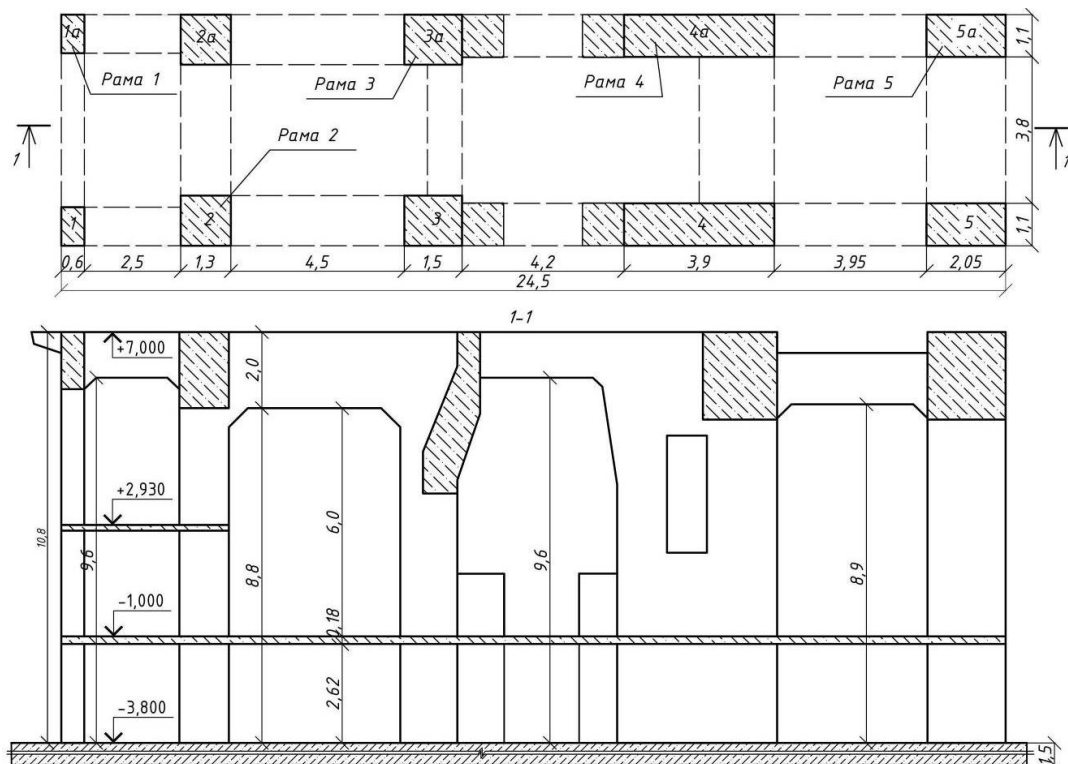


Рис. 1. План та розріз надземної частини фундаменту турбоагрегату



Рис. 2. Загальний вигляд фундаменту турбоагрегату

При розробці проектних рішень на підсилення вертикальних елементів фундаменту було проаналізовано типові проектні рішення та відсіяні ті, які не можуть бути реалізованими в конкретних умовах у зв'язку з впливом таких чинників як: відхилення та кривизна конструкцій, обмежений доступ до них, висока вартість матеріалів підсилення та їх термостійкість. Зокрема до таких рішень було віднесено підсилення: додатковими стійками; металевими обоймами з попередньо напруженими стійками; залізобетонними обоймами та наклеювання вуглецевих смужок або сітки.

З ряду можливих способів підсилення вертикальних залізобетонних конструкцій було обрано два, при об'єднанні окремих рішень, яких отримали потрібну технологію. Один із зазначених способів – це підсилення колон металевими обоймами (рис. 3), а другий – підсилення колон суцільним сталевим профілем з бетонуванням простору між колоною та профілем (рис. 4).

Як результат було розроблено технологію за якою передбачалося підсилення залізобетонних вертикальних конструкцій фундаменту за допомогою укріплення їх зовнішнім армуванням (металевими каркасами) кутиками з поперечними пластинами. Особливістю запропонованої технології є те, що кутики каркасу встановлювали на відстані 20 – 30 мм від кутів конструкцій, що підсилювали, а простір між металевим каркасом та залізобетонною конструкцією заповнювали цементно-піщаною сумішшю торкретуванням.

До початку робіт з підсилення було виконано ряд підготовчих заходів, що передбачали, заповнення пустот в бетоні ремонтними сумішами, склеювання тріщин ін'єктуванням в них полімерних матеріалів, очищення замаслених



поверхонь, осушення мокрих поверхонь тощо.

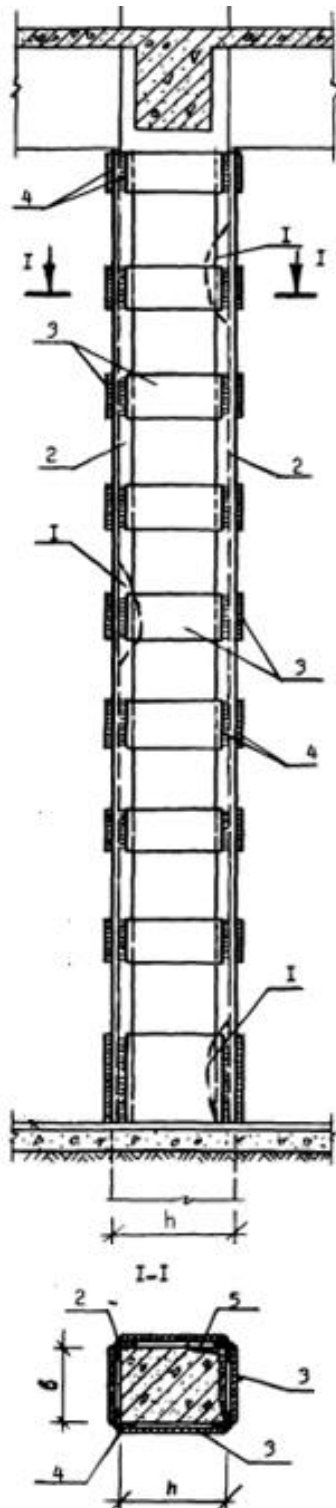


Рис. 3. Конструктивна схема підсилення колони металевою обоймою: 1 – зона пошкодження; 2 – кутик; 3 – сталевий лист; 4 – зварний шов; 5 – зачеканка розчином

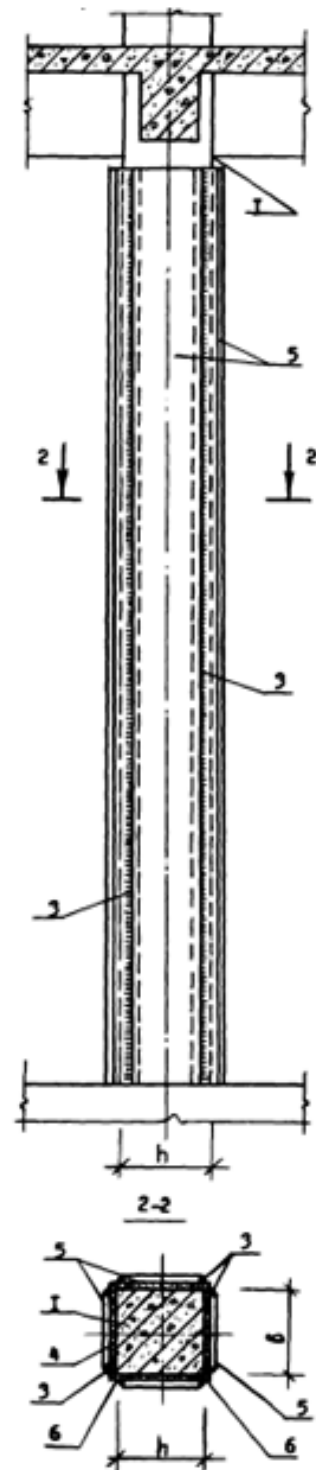


Рис. 4. Конструктивна схема підсилення колон суцільним сталевим профілем з бетонуванням простору між колоною та профілем: 1 – колона, що підсилюється; 3 – зварний шов; 4 – розчинова суміш; 5 – сталевий лист; 6 – кутик

Попередньо кутики каркасу вивіряли та зварювали пластинами в 4-х місцях по всій висоті (3,6 – 5,0 м). Після чого для зміцнення поверхні бетонних конструкцій та антикорозійного захисту металевих конструкцій на них наносили в 2 шари, полімерну композицію «Консолід – 1» виробництва ТОВ «Композит». Для надійного зчеплення конструкцій фундаменту з накривними шарами на «Консолід – 1» наносили полімерну композицію «Консолід – 2» та протягом 2 – 4 годин на неї наносили цементно-піщану суміш торкретуванням. У першу чергу сумішшю заповнювали простір між металевими кутиками та конструкцією колони, а потім суміш наносили на поверхню, що залишилася, до рівня поверхні каркасів. У подальшому до кутиків каркасу приварювали, з кроком 450 – 500 мм, стяжні пластини, що залишилися (рис. 5). Після висихання цементно-піщаної суміші її поверхню та поверхню каркасу покривали композицією «Консолід – 1» для захисту від вологи, мастил та механічних пошкоджень.

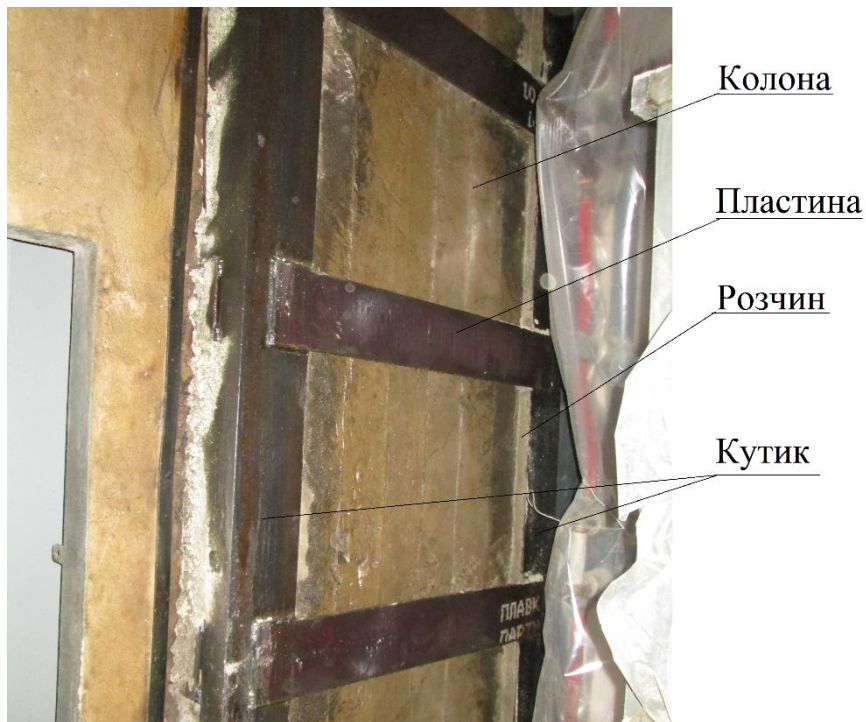


Рис. 5. Фрагмент підсиленої колони за розробленою технологією

Висновок: в результаті дослідження існуючих методів підсилення вертикальних залізобетонних конструкцій, було встановлено, що жоден з них не може бути використаний при підсиленні конструкцій турбоагрегату у зв'язку з впливом ряду чинників. Саме тому розроблено нову технологію підсилення вертикальних залізобетонних конструкцій використання якої дало можливість виконати роботи: в умовах обмеженого доступу до конструкцій; на конструкціях зі значними геометричними відхиленнями; без використання дорогих іноземних вуглецевих матеріалів.

УДК 69.059.3

## A DURING-TENSIONING METHOD OF PRESTRESSING REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

*M.G.Chekanovich*

*faculty of Civil Engineering, Kherson State Agrarian University, Kherson, Ukraine*

As a result of the complex of research and practical studies of prestressed concrete structures produced by a new building technology we have received an opportunity to increase concrete strength up to 50-70 per cent, crack resistance being usual. It is achieved due to the compressing of unset concrete mix during the operation of steel tensioning. The technology introduced by the author provides the necessary steel prestressing and uniform or predetermined concrete compaction and hardening of concrete in a structure.

**INTRODUCTION.** Modern prestressed concrete structures are usually produced according to post-or pretensioning technology [1]. There are a great number of proposals as to the realization of these technologies. The majority of them are well studied, and some of the best ones find their practical application. Almost all these suggestions can be united according to the principle of the steel prestressing transfer, namely onto the hardened strong concrete. The possibilities of manufacturing more effective prestressed reinforced concrete structures in the limited frames of the single principle are in many respects exhausted. Many specialists think it is the reason for slowing down progress in this direction. We need here qualitative transition to new concepts in the sphere of prestressed concrete to have precedents for rapid flourishing of ideas and developments.

**NEW TECHNOLOGY.** 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.

After vibrodynamic compaction, the placed unset mix is under compression of the steel prestressing force, and it hardens under the pressure. All this leads to the concrete mix compaction, the removal of water excess and air from the mix, to eliminating macro-and partly microdefects of the concrete structure, and to restraining destructive processes during concrete hardening. Steel prestressing is preserved, for after the compaction of the specially proportioned concrete mix, rather a strong and rigid carcass of solid ingredients is formed, and the stressed steel is then fixed onto this carcass (Fig. 1). It is also possible to partially transfer steel prestressing onto the concrete mix [2]. The realization of the new technology method of concrete mix prestressing became possible after the author had invented original movable forms and devices for full or partial prestress transfer [3].

**EXPERIMENTAL RESULTS.** According to the offered prestressing method there have been made experimental beams with rectangular cross section and dimensions of 100x200x2000mm and columns with round cross section ( $d=250$  and  $l=1500$ mm). For comparison under all equal conditions there were also produced

traditional prestressed elements and usual reinforced concrete ones.

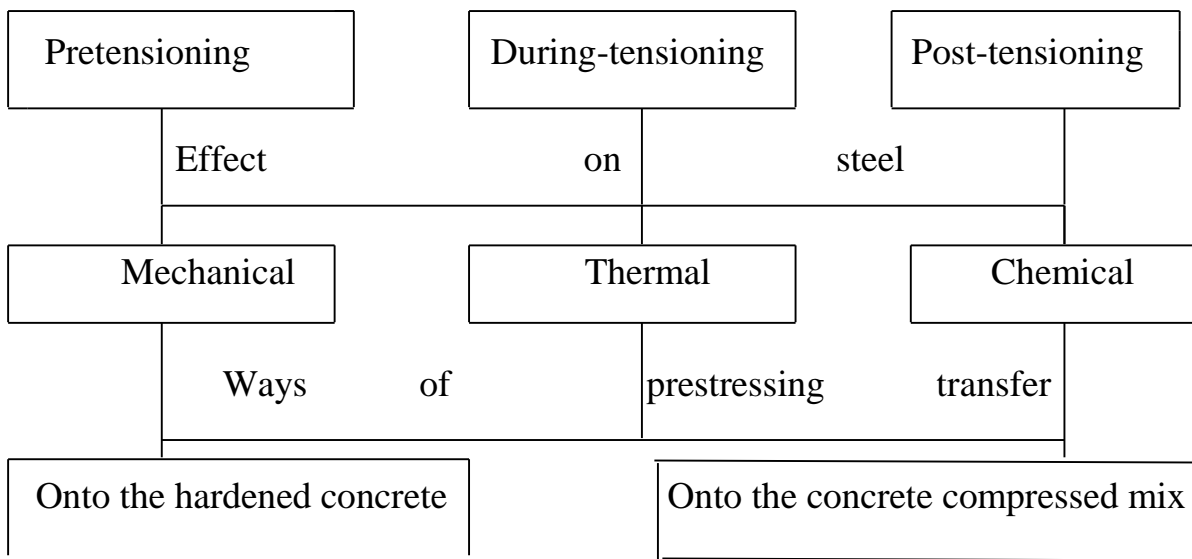


Fig. 1. Extended scheme of ways of making prestressing in reinforced concrete structures

The results of beam and column tests are graphically presented on Fig. 2. For the experimental beams with  $\mu=2.2$  per cent we have reached the increase of carrying capacity up to 25-34 per cent due to the compression according to the new method. The effect of carrying capacity increase in columns amounted to 75 per cent. It is illustrated graphically on Fig.3, 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. The analysis of the results shows that the losses of steel prestressing caused by the deformations of the compressed mix, shrinkage and concrete creep are less than in traditional structures. The prism strength of concrete after the compression increased up to 2.2 times comparing it with the initial one. The most intensive strength growth was marked under the pressure value up to 6 MPa. The values of elasticity modulus  $E_b$  and relative deformations increased by 40-50 per cent.

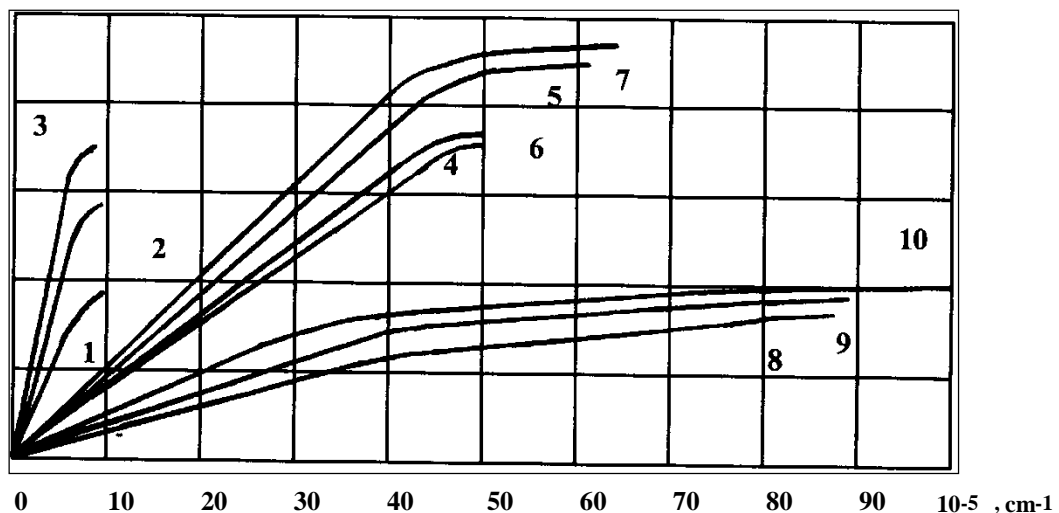


Fig. 2. Typical relationship "load-curvature"

1; 2 and 3 -for the columns with correspondingly 0; 2 and 4 MPa;  
 4; 5; 7- for the beams with  $\mu = 2.2\%$  when correspondingly 0; 5; 10 MPa, and 6 -  
 according to the "pretensioning" method;  
 8; 9 and 10- for the beams with  $\mu = 0.063$  when is correspondingly 0; 2 and 4 MPa

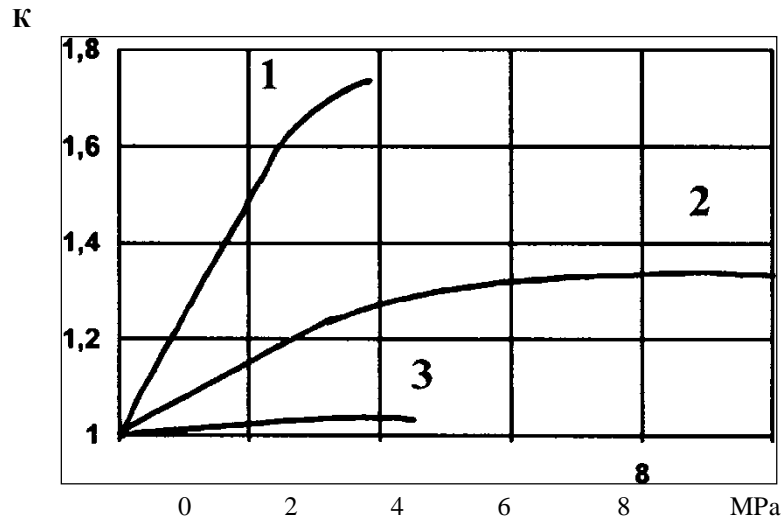


Fig. 3 Diagram "K- MPa"

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

**THEORETICAL ANALYSIS.** According to the research data obtained by the author, to preserve the force of steel prestressing we should use in the offered structures concrete with contacting carcass location of the grains of strong coarse aggregate after compaction. It addition, the greater part of the prestressing force is transferred contactingly through thin mortar membranes in a grain-to-grain way (Fig. 4.).

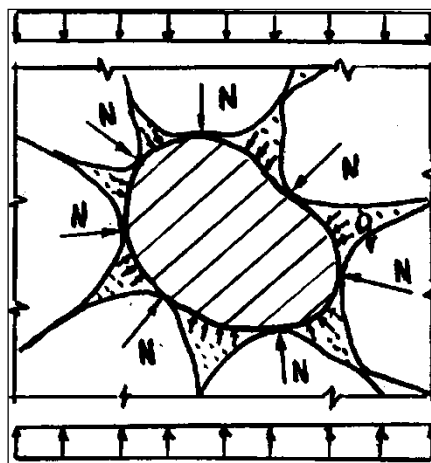


Fig. 4. Scheme of loading of coarse aggregate grain

To get a strength formula for prestressed reinforced concrete of a matrix-carcass structure the author has suggested that one should proceed (besides the well-known

premises) from the fact that the value of failure loading depends on the crushability of grain mix of coarse aggregate as integral characteristic of its strength. The influence of precompression and dynamic effect on the concrete mix is revealed in compaction, and also in additional loading of the skeleton of coarse aggregate grains.

Taking into account the above mentioned and proceeding from the well-known premises, there has been obtained the following formula of strength of prestressed concrete with a matrix-carcass structure:

$$R_b = \left( K_n \frac{q}{K_{dp}} + K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_{bt} \cdot R_{p-hybt} - c \sigma_N \right) \cdot \left( \frac{1}{1 - K_E \cdot n} - K_V r \right) \quad (1)$$

Here  $K_p$  - index reflecting the change of structure composed of coarse aggregate under crushability (0.2-0.36);  $q$  - value of standard loading while defining the crushability of coarse aggregate grains (11.32 MPa);  $K_c$  - crushability index of coarse aggregate grains placed as in concrete, i.e. it may be filling, vibrocompaction, dynamic effect with loading;  $K_1$ ,  $K_2$ ; and  $K_3$  - correspondent indices of form (1.27-1.55), relief (1.18-1.40) and microrelief (1-1.41) of aggregate grains;  $p$  - value of pressure action on the cement-sand mortar;  $R_{bmt}$  - tensile strength of the usual uncompressed mortar;  $c$  - value of pressure acting on the coarse aggregate;  $E_m$  and  $E_{ag}$  - elasticity modulus of mortar (matrix) and aggregate material;  $K_v$  - compaction index of the mortar.

According to the given formula it is possible to calculate concrete strength under full or partial transfer of the prestressing on the concrete mix. If the prestressing is relieved after compaction, and it doesn't further load the carcass of coarse aggregate, the value  $C$  is to equate with 0. Besides, in this formula the value of the  $P$  parameter for the usual uncompressed concrete with carcass arrangement of coarse aggregate grains equals 0.

К

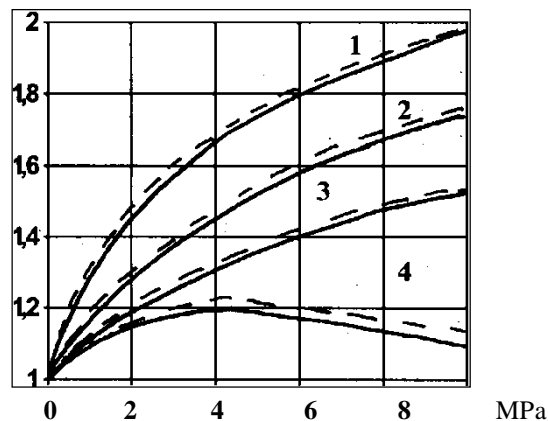


Fig.5. Diagram

1-compressed under dynamic influence and its further relieving; 2-the same operation, under preserving the stress of compression; 3-compression without dynamic influence with its further relieving; 4- the same operation under preserving the stress of precompression.

On Fig.5. there are typical plots showing dependence of the index of concrete strength increase on the value of prestressing and the mode of its application. The comparison of analysis dependences with experiments testify to their being in agreement. The given formula shows satisfactory results in practical application. It takes into account the transfer of prestressing onto concrete mix both in cases of its preserving and relieving.

**PRODUCTION IMPLEMENTATION.** The level of research includes production implementation. At present, large 30-ton bridge elements of prestressed concrete made by compressing the unset concrete mix by the force of steel tensioning are successfully used in Ukraine. Favouring practical application of the above mentioned elements was the device invented by the author, which provides reliable control over the quality of the compressed concrete directly in the product [3]. Service observations of the reinforced concrete pillars produced according to the technology offered in the piers of the trestle part of a large bridge over the river Dnieper in the town Dneprodzerzhinsk (Ukraine) confirmed high quality of the structures compressed according to the "during-tensioning" method.

### REFERENCES

1. Leonhard F. "Spannbeton" für die Praxis. Wyd.3. Ernst u.Sohn, Berlin-München-Düsseldorf, 1973, p.246
2. Rasskazow A.O., Cekanovic M.G., "Ciastocne predpäte konstrukeie s prenesenim predpätia na nezatvrđnutü betönovü zmes". Konferncia "Konstrukeie z ciastocne predpäteho betönu", Bratislava, 1988, p.58
3. Chekanovich M., "Prestressed Concrete Structures with Compression of Unset Mix", Kherson: "Prosvita", 1996, 64p.

УДК 624.014

## МЕЖИ РАЦІОНАЛЬНОГО ВИКОРИСТАННЯ ПРОКАТНИХ ПРОФІЛІВ У ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ КОЛОНАХ

*Пашинський В.А., д.т.н., професор, Василенко А.В., Ярошук І.К., магістранти  
Центральноукраїнський національний технічний університет  
м. Кропивницький*

Центрально стиснуті колони часто виконуються у вигляді суцільних та двогілкових наскрізних перерізів на планках, які зображені на рисунку 1 за даними [1]. Нижче розглядаються перерізи таких типів та розмірів:

- а) прокатні двотаври колонного типу за ГОСТ 26020-83 – до 40К5;
- б) квадратні труби (гнуті замкнуті профілі) за ДСТУ Б В.2.6-8-95 – до 300×14;
- в) наскрізний переріз із двох швелерів за ГОСТ 8240-97 на планках – до 40У;
- г) наскрізний переріз із двох двотаврів за ГОСТ 26020-83 – до 50Б1.

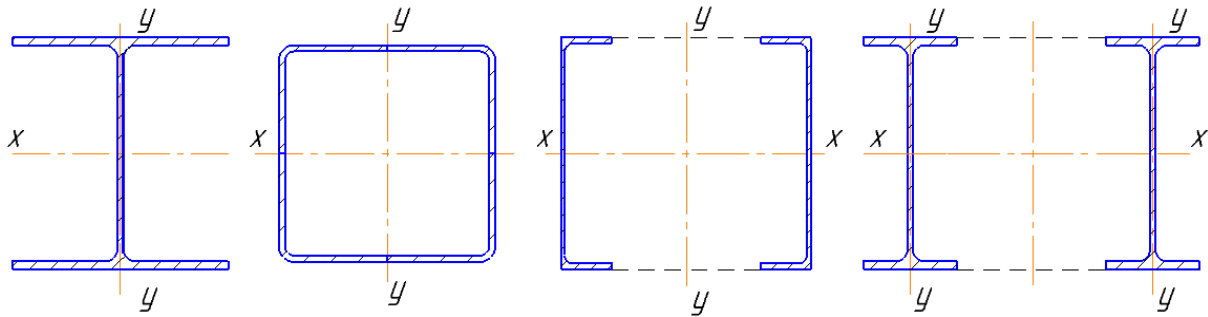


Рис. 1 Типи перерізів колон

Перерізи центрально стиснутих колон підбирають з сортаменту прокатних профілів згідно з вимогами ДБН В.2.6-163:2010 [2] до стійкості при стиску та граничної гнучкості. Обмеженість сортаментів прокату обумовлює повну неможливість використання прокатних колон обраного типу при надто великій довжині та великому навантаженні, або нераціональне використання сталі при малих навантаженнях і великій довжині.

У даній роботі за результатами виконаних розрахунків виявлені області раціонального використання центрально стиснутих колон з прокатних профілів поширених типів. Згідно з рекомендаціями [1], несуча здатність колон з колонних двотаврів типу "К" визначалася відносно осі меншої жорсткості Y, а двогілкових наскрізних колон – відносно матеріальної осі X. Для цього в середовищі Microsoft Excel реалізована розрахункова процедура, яка базується на вимогах ДБН [2]. Розрахунок виконується в такому порядку:

1. Вводиться розрахунковий опір сталі  $R_y$  в  $\text{кН/см}^2$  за [2], параметри формули для обчислення коефіцієнта стійкості при стиску з [2] та геометричні характеристики поперечного перерізу (площа перерізу  $A$  в  $\text{см}^2$  і радіус інерції  $i$  в см).
2. У кожен з наступних рядків розрахункового бланку вводяться значення розрахункової довжини колони  $L$  в сантиметрах, після чого у відповідних комірках цього рядка обчислюються значення гнучкості  $\lambda = L/i$ , умовної гнучкості  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{E/R_y}$  та коефіцієнт стійкості  $\phi$  за формулою з ДБН [2].
3. Встановлюється коефіцієнт використання несучої здатності стержня:  $\alpha = 1$  при  $\lambda < 120$ ;  $\alpha = (180 - \lambda)/60$  при  $120 < \lambda < 150$ ;  $\alpha = 0,5$  при  $\lambda > 150$ .
4. Визначається гранична гнучкість стержня за формулою  $\lambda_{\text{lim}} = 180 - 60 \alpha$  (згідно з вказівками [2] при  $\alpha < 0,5$  приймається  $\alpha = 0,5$ ).
5. Обчислюється несуча здатність колони за формулою  $N = \alpha \phi A R_y$ .

Кожен рядок розрахункового бланку відповідає певній розрахунковій довжині колони, а кількість рядків визначається обмеженням за граничною гнучкістю  $\lambda_{\text{lim}} \leq 150$  для обраного профілю. Розрахунки виконані для чотирьох вказаних вище типів поперечних перерізів та трьох класів міцності сталі, які можуть використовуватися в прокатних колонах: С 235 з  $R_y=23 \text{ кН/см}^2$ , С 235 з  $R_y=23 \text{ кН/см}^2$  та С 235 з  $R_y=23 \text{ кН/см}^2$ . Для кожного типу перерізу розраховано декілька профілів, починаючи від найменшого, який доцільно використовувати



в колонах, до вказаного вище найбільшого в сортаменті. За результатами розрахунків на рисунку 2 збудовані узагальнені графіки залежності несучої здатності колон різних поперечних перерізів від їх розрахункової довжини.

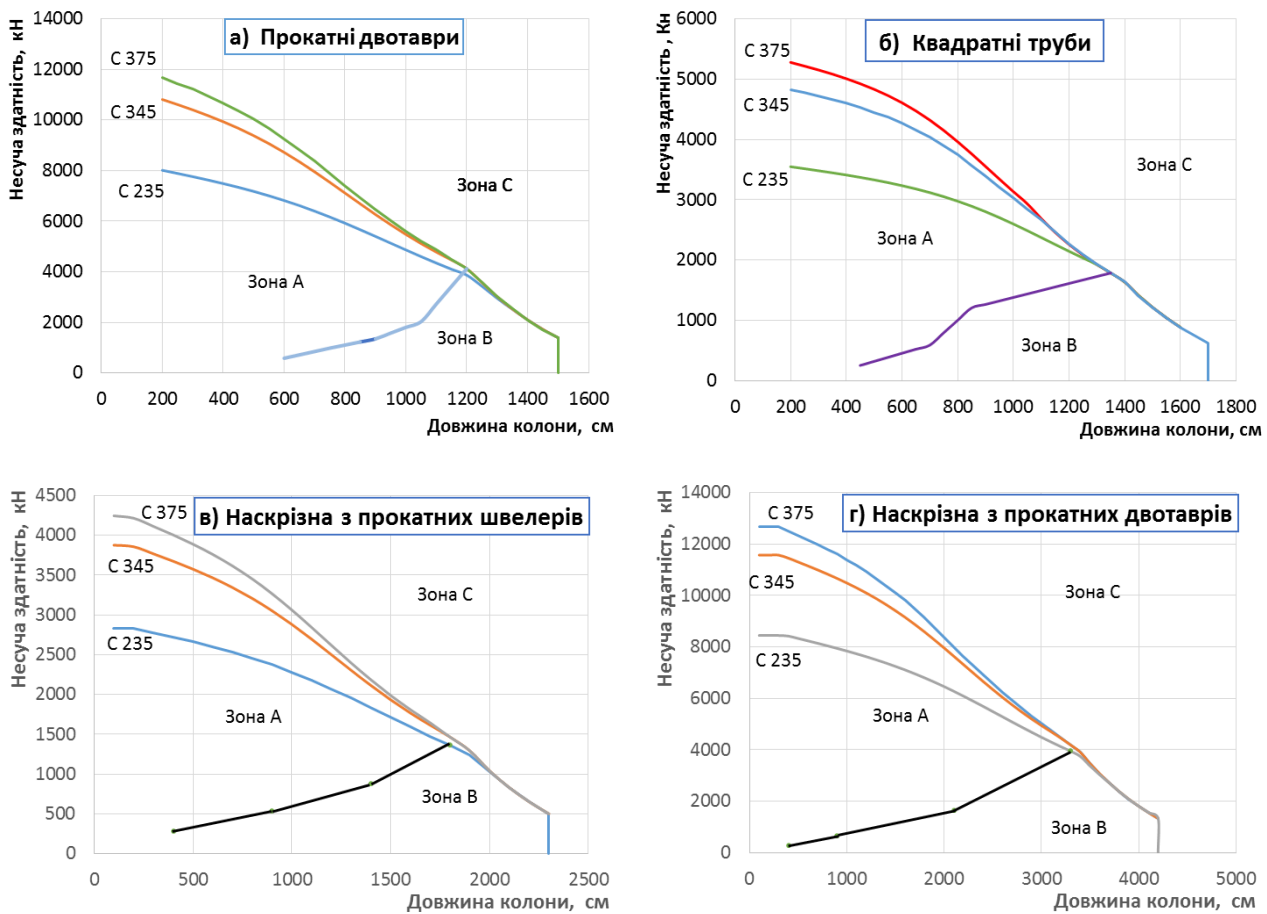


Рис. 2 Области раціонального використання прокатних профілів

На кожному з графіків виділені три зони використання прокатних профілів даного типу в центрально стиснутих колонах:

Зона А (між верхньою лінією для даного класу сталі та нижньою лінією, що відповідає гнучкості колон  $\lambda = 120$ ) відображає область раціонального використання профілів даного типу. Ця зона охоплює співвідношення довжини колони та навантаження на неї, при яких у межах існуючого сортаменту поперечний переріз може бути підібраний з повним використанням несучої здатності при  $\alpha \approx 1$ .

Зона В відображає область нераціонального використання прокатних профілів та відповідає гнучкості колон  $120 < \lambda < 150$ , при яких коефіцієнт використання несучої здатності приймає значення  $\alpha < 1$  і тим самим обумовлює завищення площі поперечного перерізу. Ліва межа цієї області проведена по точках, у яких для профілів різного перерізу  $\lambda = 120$ , а права межа (вертикальна лінія) відповідає гнучкості  $\lambda = 150$  для колони з найбільшого профілю.

Зона С (вище верхньої лінії для даного класу сталі та правіше її кінця) обмежується несучою здатністю найбільшого профілю і відображає область неможливого використання прокатних профілів даного типу з обраної сталі. Для цих комбінацій довжини та навантаження підібрати переріз даного типу

неможливо унаслідок обмежень несучої здатності або граничної гнучкості.

Форма виділених зон однакова для усіх типів перерізу та класів міцності сталі, але величини несучої здатності та допустимої за умовою гнучкості висоти колон сильно залежать від типу перерізу. Якщо несуча здатність колон з квадратних труб не перевищує 5500 кН, то наскрізна колона з двох прокатних двотаврів типу "Б" може працювати під навантаженнями до 12700 кН. Максимально можлива розрахункова довжина колони з прокатного двотавра типу "К" дорівнює 15 м, а наскрізна колона з двох прокатних двотаврів типу "Б" може працювати при висоті до 42 м. Підвищення класу сталі є ефективним лише при невеликих значеннях гнучкості ( $\lambda < 90$  чи  $\lambda < 120$ ). При зростанні розрахункової довжини та гнучкості криві, що обмежують зону С для різних сталей, зближуються і величини несучої здатності стають практично рівними. Цей ефект обумовлюється тим, що при великих гнучкостях втрата стійкості центрально стиснутих стержнів відбувається в пружній стадії роботи сталі, а несуча здатність стержня виражається формулою Ейлера, яка на враховує характеристики міцності сталі.

Користуючись наведеними графіками, можна встановити можливість та доцільність використання прокатних профілів чотирьох розглянутих типів в центрально стиснутих колонах. Наприклад, колону з розрахунковою довжиною 6 м під навантаження 8000 кН можна запроектувати з колонного двотавра зв сталі С 345 або наскрізною з двох балкових двотаврів зі сталі С 235. Перерізи з квадратних труб та з двох прокатних швелерів у цьому випадку використати неможливо. При розрахунковій довжині 10 м колону з квадратної труби можна підібрати з повним використанням несучої здатності під навантаження від 1400 кН до 3100 кН. При навантаженнях, більших за 3100 кН використання квадратних труб неможливе, а при менших за 1400 кН – неефективне.

Отримані результати охоплюють широкий діапазон конструктивних параметрів центрально стиснутих колон і дозволяють за відомими значеннями розрахункової довжини та навантаження вибрати тип перерізу центрально стиснутої колони та раціональний клас міцності сталі.

#### **Список використаних джерел :**

1. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.Є. Клименка: Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
2. ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. К., 2010.

УДК 624.01

## МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОЗРАХУНКУ ПРОГИНУ ДВОСХИЛОЇ БАЛКИ З УРАХУВАННЯМ ЗМІННОЇ ЖОРСТКОСТІ УЗДОВЖ ПРОЛЬОТУ

*ЯНІН О.Є., канд. техн. наук, доц.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Наведений математичний вивід формули прогину двосхилої балки посередині прольоту згідно з інтегралом Мора і виходячи з того, що матеріал працює пружно. Виконане порівняння величин прогинів, розрахованих згідно із отриманою формулою і виходячи із приблизного підходу, коли балка умовно має постійну за довжиною жорсткість. Дані рекомендації до практичного використання отриманих результатів.

Стрімкий розвиток комп'ютерних технологій і наявність сучасного програмного забезпечення створюють можливість раціонального проектування будівельних конструкцій виходячи з мінімальних витрат матеріалу.

У минулі часи для визначення прогинів балок змінної жорсткості застосовувались приблизні формули, оскільки виконання точних розрахунків вимагало багато часу [1], [2]. Приблизний підхід мав певний запас, що приводило до зайвих витрат. Тому, використання точних формул прогинів балок змінної жорсткості має економічну доцільність.

Наявність розрахункових комп'ютерних середовищ відкриває можливість у короткі терміни виконувати великі обсяги розрахункової роботи. Тому здається доцільним розраховувати деформації балок змінної жорсткості за точними формулами і порівняти цей результат із прогином, який розрахований за приблизною формулою.

Розглянемо однопролітну шарнірно обперту двосхилу балку прямокутного поперечного перерізу, яка завантажена рівномірно розподіленим лінійним навантаженням  $q$  (рис. 1).

Припустимо, що матеріал працює пружно. Більшість сталевих і залізобетонних балок мають двотавровий поперечний переріз, для якого осьовий момент інерції у площині згину приблизно пропорційний кубу висоти. Тому, можна для спрощення розглядати прямокутний переріз.

Положення поперечного перерізу балки за довжиною будемо характеризувати абсцисою  $x$ . Змінна висота балки на відстані  $x$  від лівої опори

$$h_{(x)} = H + k \cdot x, \quad (1)$$

де  $H$  - висота балки на опорі;

$k$  – ухил верхнього поясу балки.

Тоді, момент інерції поперечного перерізу у цьому місці

$$I_{(x)} = \frac{b \cdot h_{(x)}^3}{12} = \frac{b \cdot (H + k \cdot x)^3}{12}, \quad (2)$$

де  $b$  - ширина поперечного перерізу балки.

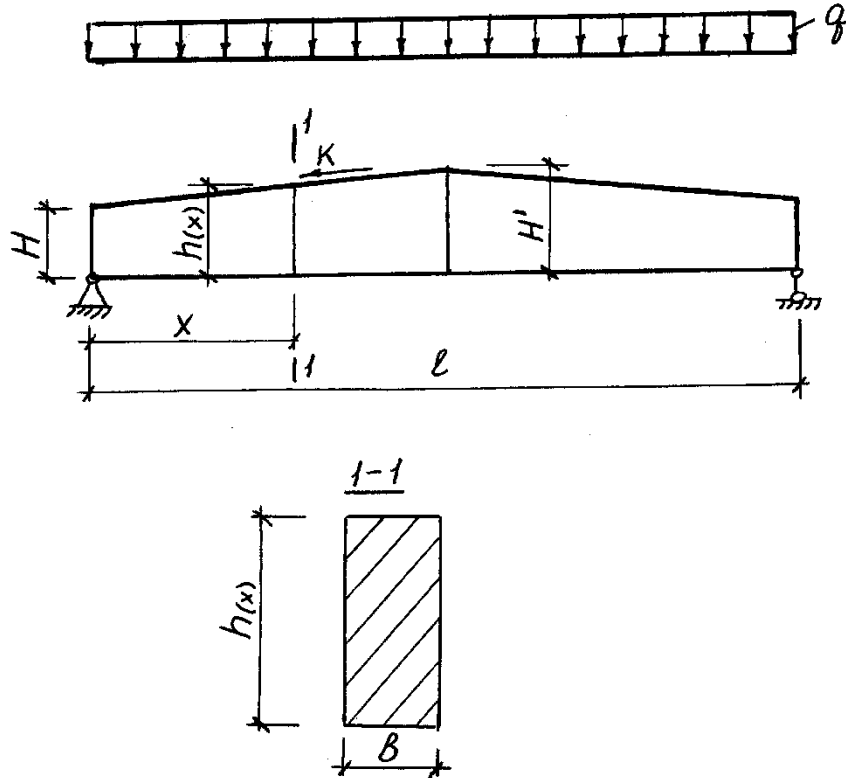


Рисунок 1. Розрахункова схема балки

[4] Прогин двосхилої балки посередині прольоту згідно з інтегралом Мора

$$f = 2 \int_0^{l/2} \frac{M_{(x)} \cdot \overline{M}_{(x)}}{E \cdot I_{(x)}} dx, \quad (3)$$

де  $l$  - проліт балки;

$M_{(x)}$  - згинальний момент у перерізі балки від заданого лінійного навантаження  $q$ ;

$$M_{(x)} = \frac{1}{2} qx(l - x), \quad (4)$$

$\overline{M}_{(x)}$  - теж від вертикальної зосередженої сили, прикладеної посередині

прольоту

$$\overline{M}_{(x)} = \frac{x}{2}, \quad (5)$$

У чисельнику і знаменнику підінтегрального виразу формули (3) буде стояти раціональна функція координати за довжиною прольоту  $X$ . З математики відомо, що інтегрування отриманої дрібно-раціональної функції завжди можливе.

Після підстановки в інтеграл Мора (3) виразів для  $I_{(x)}$ ,  $M_{(x)}$  і  $\overline{M}_{(x)}$  з формул (2), (4) і (5), будемо мати

$$f = 2 \int_0^{l/2} \frac{\frac{1}{2} q \cdot x(l-x) \cdot \frac{x}{2}}{E \cdot \frac{b \cdot (H+k \cdot x)^3}{12}} dx =$$

$$f = \frac{6 \cdot q}{E \cdot b} \int_0^{l/2} \frac{x^2(l-x)}{(H+k \cdot x)^3} dx. \quad (6)$$

Щоб знайти інтеграл, треба перетворити підінтегральний вираз, який являє собою неправильну раціональну дріб [3]. Після ділення чисельника на знаменник і розкладання отриманої раціональної дробі на прості отримаємо

$$\frac{x^2(l-x)}{(H+k \cdot x)^3} = \frac{1}{k^3} \left[ -1 + \frac{3h+l}{x+h} - \frac{h(3h+2l)}{(x+h)^2} + \frac{h^2(h+l)}{(x+h)^3} \right], \quad (7)$$

де  $h=H/K$ .

Тоді

$$f = \frac{6 \cdot q}{E \cdot b \cdot k^3} \left[ -x + (3h+l) \ln(x+h) + \right.$$

$$\left. + \frac{h(3h+2l)}{x+h} - \frac{h^2(h+l)}{2(x+h)^2} \right] \Big|_0^{l/2} = \frac{6 \cdot q}{E \cdot b \cdot k^3} \cdot$$

$$\left[ (3h+l) \ln\left(\frac{0,5l+h}{h}\right) - \frac{l}{2} \cdot \frac{12h^2+13hl+4l^2}{(l+2h)^2} \right]. \quad (8)$$

У випадку, коли балка не має ухилу ( $\kappa = 0$  і  $h \rightarrow \infty$ ) за допомогою

комп'ютерного середовища MathCAD можна знайти

$$\lim_{h \rightarrow \infty} f = 0,15625 \cdot l^4 \frac{q}{E \cdot b \cdot H^3} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot \frac{b \cdot H^3}{12}}. \quad (8a)$$

Останнє значення відповідає відомій формулі опору матеріалів [4].

Приблизно прогин посередині прольоту  $f_{\text{прибл}}$  можна знайти виходячи з того, що балка має постійну за довжиною висоту, яка дорівнює середньо арифметичному значенню  $h_{\text{серед}}$ :

$$f_{\text{прибл}} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot \frac{b \cdot h_{\text{серед}}^3}{12}}, \quad (9)$$

де  $h_{\text{серед}} = (H + H')/2$ ;

$H'$  – висота балки посередині прольоту (див. рис.1).

Можна прийняти, що  $b = 0,3H$  і  $H' = l/12$ . Тоді

$$H = \frac{l}{12} - k \frac{l}{2}, \quad (10)$$

$$h_{\text{серед}} = \frac{1}{2} \left( \frac{l}{12} - k \frac{l}{2} + \frac{l}{12} \right) = \frac{l}{12} - k \frac{l}{4}, \quad (11)$$

$$f_{\text{прибл}} = \frac{5}{384} \frac{q}{E \cdot \frac{1}{12} \cdot 0,3 \cdot \left( \frac{1}{12} - \frac{k}{2} \right) \cdot \left( \frac{1}{12} - \frac{k}{4} \right)^3}. \quad (12)$$

Останнє значення не залежить від прольоту балки  $l$  оскільки було припущено, що  $b = 0,3H$  і  $H' = l/12$ , тобто ширина і висота балки у будь якому місці за довжиною пропорційні величині прольоту. Такий же висновок можна зробити і відносно точної формули (8). Тому проліт балки у якості змінного параметру можна не розглядати. Відносний прогин буде зменшуватись при збільшенні прольоту.

Припускаючи, що навантаження  $q$  для реальних будівельних елементів орієнтовно знаходиться у межах  $30 \div 75$  кН/м і балка має типовий ухил  $\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$ , були визначені прогини за точною і приблизною формулами. Результати розрахунку представлені у вигляді таблиць, кожний елемент якої відповідає певним навантаженню і ухилу (табл.1 і табл.2).

Прогини балки посередині прольоту за точною формулою (8)

Таблиця 1

Прогин, м		Рівномірно розподілене лінійне навантаження $q, \text{кН/м}$									
		30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
Ухил верхнього поясу	0,125	0,124	0,144	0,165	0,185	0,206	0,226	0,247	0,268	0,288	0,309
	0,118	0,094	0,11	0,125	0,141	0,157	0,172	0,188	0,204	0,219	0,235
	0,111	0,076	0,089	0,101	0,114	0,127	0,139	0,152	0,165	0,177	0,19
	0,105	0,064	0,075	0,085	0,096	0,107	0,117	0,128	0,139	0,149	0,16
	0,1	0,056	0,065	0,074	0,083	0,093	0,102	0,111	0,12	0,13	0,139
	0,095	0,049	0,057	0,066	0,074	0,082	0,09	0,099	0,107	0,115	0,123
	0,091	0,044	0,052	0,059	0,067	0,074	0,082	0,089	0,096	0,104	0,111
	0,087	0,041	0,047	0,054	0,061	0,068	0,075	0,081	0,088	0,095	0,102
	0,083	0,038	0,044	0,05	0,056	0,063	0,069	0,075	0,082	0,088	0,094

Прогини балки посередині прольоту за приблизною формулою (12)

Таблиця 2

Прогин, м		Рівномірно розподілене лінійне навантаження $q, \text{кН/м}$									
		30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
Ухил верхнього поясу	0,125	0,177	0,206	0,236	0,265	0,295	0,324	0,354	0,383	0,413	0,442
	0,118	0,136	0,158	0,181	0,203	0,226	0,248	0,271	0,294	0,316	0,339
	0,111	0,109	0,128	0,146	0,164	0,182	0,2	0,219	0,237	0,255	0,273
	0,105	0,092	0,107	0,122	0,137	0,153	0,168	0,183	0,198	0,214	0,229
	0,1	0,079	0,092	0,105	0,118	0,131	0,144	0,157	0,171	0,184	0,197
	0,095	0,069	0,081	0,092	0,104	0,115	0,127	0,138	0,15	0,161	0,173
	0,091	0,062	0,072	0,082	0,093	0,103	0,113	0,124	0,134	0,144	0,154
	0,087	0,056	0,065	0,075	0,084	0,093	0,103	0,112	0,121	0,13	0,14
	0,083	0,051	0,06	0,068	0,077	0,085	0,094	0,102	0,111	0,119	0,128

Порівняльний аналіз таблиць показав, що прогини, розраховані за приблизною формулою на 35÷45% більші. Тому, можна запропонувати поправочний коефіцієнт  $k=1,35$ , на який треба розділити приблизний результат. Оскільки прогин буде меншим, то висоту балки можна знизити. А це приведе до певної економії, що є важливим в умовах ринкової економіки. Для зменшення прогину залізобетонної балки доцільно застосувати попереднє напруження розтягнутої арматури. На підставі виконаної роботи можна зробити висновок: використання точної формули прогину має економічну доцільність, але потребує використання комп'ютерних методів обчислення.

#### Список використаних джерел :

1. Вахненко П. Ф. Залізобетонні конструкції. – К.: Урожай, 1995. – 368 с.
2. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие для техникумов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1989. – 506с.
3. Пискунов Н. С. Дифференциальное и интегральное исчисления для вузов, М., Физматгиз, 1963. – 856с. с ил.
4. Сопротивление материалов. Под ред. А. Ф. Смирнова. Учебник для вузов. Изд. 3-е, перераб. и доп. М., «Высш. школа», 1975. - 480 с. с ил.

УДК 624.01

## ПАРАМЕТРИЧНА ТОЧКА ТА КРИТЕРІЇ МОДЕЛІ РОБОТИ БЕТОНУ

*Чеканович.М.Г., канд. техн. наук, проф.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Важливу роль в розрахунках залізобетонних конструкцій відіграє математична інтерпретація діаграми роботи бетону [1]. Функціональні залежності питомої роботи, напружень і модуля деформацій від деформацій мають інтегральний і диференційний математичні зв'язки.

$$\mathbf{w}(\boldsymbol{\varepsilon}) = \int_0^{\boldsymbol{\varepsilon}_j} \boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{\varepsilon}) d\boldsymbol{\varepsilon} = \int_0^{\boldsymbol{\varepsilon}_j} \int_0^{\boldsymbol{\varepsilon}_j} \mathbf{E}(\boldsymbol{\varepsilon}) d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (1)$$

$$\mathbf{E}(\boldsymbol{\varepsilon}) = \frac{d\boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{\varepsilon})}{d\boldsymbol{\varepsilon}} = \frac{d^2\mathbf{w}(\boldsymbol{\varepsilon})}{d\boldsymbol{\varepsilon}^2} \quad (2)$$

Серед багаточисельних пропозицій, щодо аналітичного представлення діаграми “напруження – деформації” бетону одним з найточніших математичних описань діаграми “напруження-деформації” бетону вважається функція на основі степеневого поліному [2-6]. Як відмічається переважною більшістю дослідників [1, 2] і з власного досвіду автора [6] така залежність з високою точністю описує процес роботи бетону під зовнішнім навантаженням. Методики знаходження коефіцієнтів поліномів представлені в працях [4,5]. Але на сьогодні немає достатньо обґрунтованого пояснення щодо визначення коефіцієнтів поліномів. Розглянемо напруження в бетоні як суму трьох компонентів (рис.1а):

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}_{el} + \boldsymbol{\sigma}_{pl} + \boldsymbol{\sigma}_{сгс} \quad (3)$$

Де пружні напруження визначаються за виразом:

$$\boldsymbol{\sigma}_{el} = \frac{\mathbf{R}_b}{\boldsymbol{\varepsilon}_{bR}} \mathbf{a}_1 \boldsymbol{\varepsilon} \quad (4)$$

Пластичні напруження і напруження, що враховують процеси гальмування розвитку тріщин та тертя характеризуються виразом:

$$\boldsymbol{\sigma}_{pl} = \mathbf{R}_b \left( \mathbf{a}_2 \left( \frac{\boldsymbol{\varepsilon}}{\boldsymbol{\varepsilon}_{bR}} \right)^2 + \mathbf{a}_3 \left( \frac{\boldsymbol{\varepsilon}}{\boldsymbol{\varepsilon}_{bR}} \right)^3 \right) \quad (5)$$



напруження викликані тріщиноутворенням описуються залежністю:

$$\sigma_{\text{crc}} = \mathbf{R}_b \left( \mathbf{a}_4 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bR}} \right)^4 + \mathbf{a}_5 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bR}} \right)^5 \right) \quad (6)$$

Відповідно, модуль деформації бетону (рис.1б) складається також з трьох компонентів:

$$\mathbf{E} = \mathbf{E}_{el} + \mathbf{E}_{pl} + \mathbf{E}_{crc} \quad (7)$$

які визначаються за виразами:

$$\begin{aligned} \mathbf{E}_{el} &= \mathbf{E}_{sh} \mathbf{a}_1 & (8) \\ \mathbf{E}_{pl} &= \mathbf{E}_{sh} \left( 2\mathbf{a}_2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bR}} + 3\mathbf{a}_3 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bR}} \right)^2 \right) \\ \mathbf{E}_{crc} &= \mathbf{E}_{sh} \left( 4\mathbf{a}_4 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bR}} \right)^3 + 5\mathbf{a}_5 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bR}} \right)^4 \right) & (10) \end{aligned}$$

$$\mathbf{E}_{sh} = \frac{\mathbf{R}_b}{\varepsilon_{bR}}$$

де  $E_{sh}$  – граничний січний модуль

- $\mathbf{R}_b$  - призмova міцність бетону; (11)
- $\mathbf{a}_i$  - коефіцієнти степеневого поліному;
- $\varepsilon$  - відносні деформації, що задаються;
- $\varepsilon_{bR}$  - відносні деформації, що відповідають призмovій міцності бетону

Добуток січного модуля пружності -  $E_c$  і коефіцієнта поліному -  $a_1$  представляє собою миттєвий модуль пружності. Тоді нормативний модуль пружності визначається виразом:

$$\mathbf{E} = k\mathbf{E}_c\mathbf{a}_1 \quad (12)$$

де  $k$  – коефіцієнт, що враховує співвідношення між миттєвим модулем пружності і нормативним початковим модулем пружності. Він враховує різницю в швидкостях навантаження. Для більшості розрахункових випадків можна прийняти –  $k = 1$ . Звідси перший коефіцієнт поліному в першому наближенні легко визначити:

$$\mathbf{a}_1 = \frac{\mathbf{E}}{\mathbf{E}_c}$$

Напруження умовно можна розділити на дві складові:

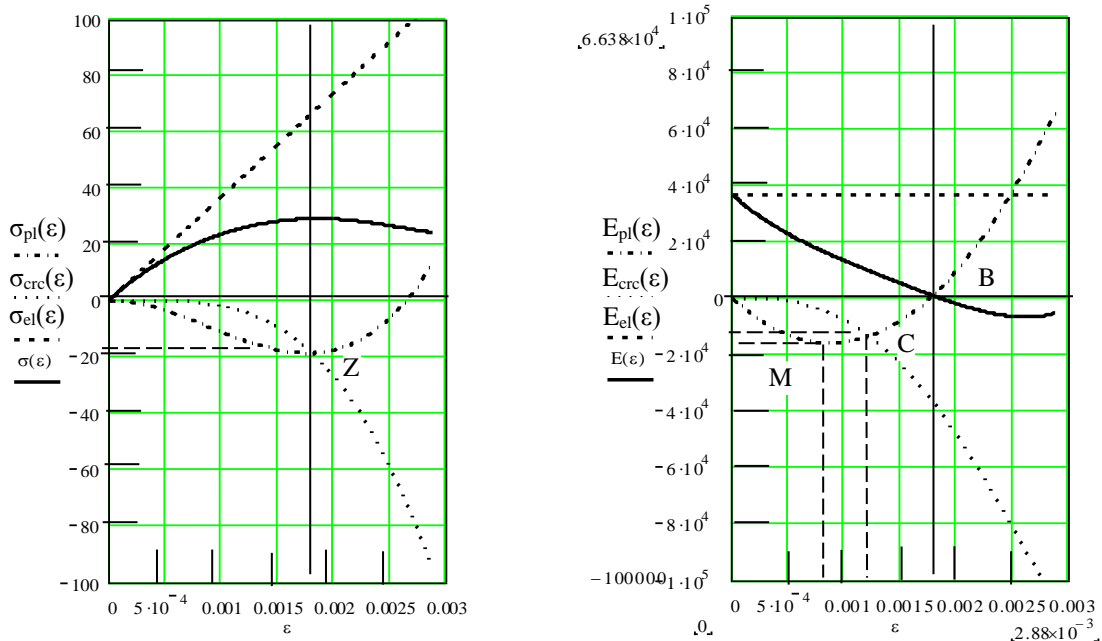


Рис. 1. Діаграми: а - „напруження–деформації” і б - „модуль–деформації” для бетону класу В 40

$$\sigma = \sigma_{el} + \sigma_p \tag{14}$$

де пластична складова визначаються за виразом:

$$\sigma_p = E_c \sum_{i=2}^5 a_i \frac{\epsilon^i}{\epsilon_{bR}^{i-1}} \tag{15}$$

і потребує ретельного розгляду. Для прикладу розглянемо бетон класу В 40. На рис. 1 показана повна діаграма “напруження – деформації” стиску, а на рис. 2 - окремо залежності для пружних і пластичних деформацій

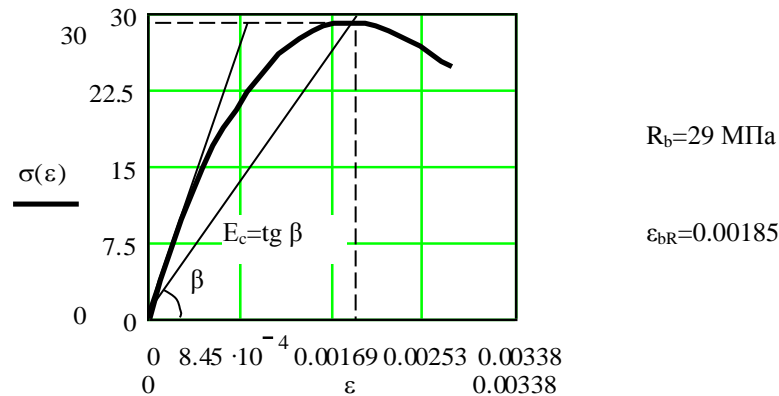


Рис. 2. Діаграма напруження-деформації для бетону класу В40

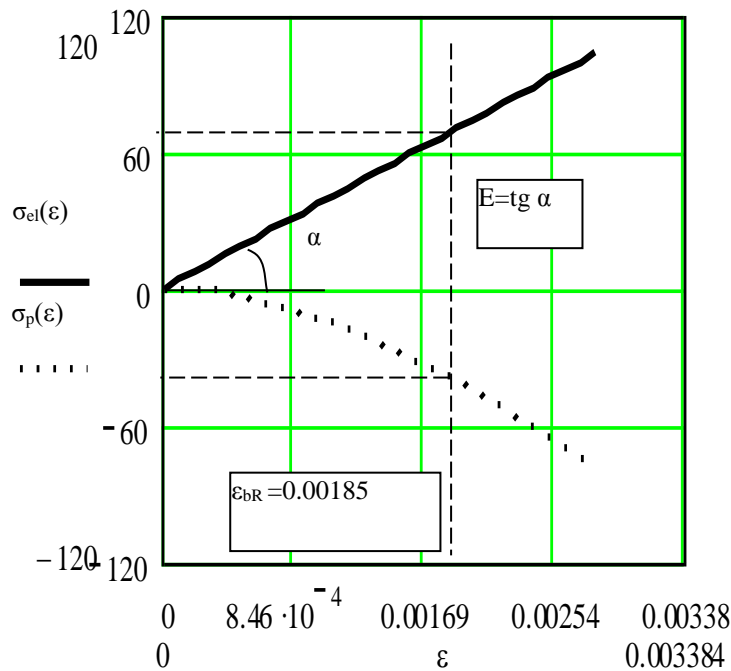


Рис. 3. Діаграми “напруження – деформації” пружної –  $\sigma_{el}(\varepsilon)$  і пластичної –  $\sigma_{pl}(\varepsilon)$  складових

В момент навантаження, близький до досягнення призмової міцності бетону відбувається суттєве його руйнування тріщинами. В зв'язку з порушеннями зв'язків напружений стан матеріалу стає вкрай неоднорідним. Пластичні деформації, викликані повзучістю, вичерпуються. В частині об'єму матеріалу знижуються напруження і відбуваються процеси розвантаження, пластичної післядії, що носять зворотній характер. Нарощується процес гальмування розвитку тріщин. Суттєво зростає внутрішнє тертя, що створює додатковий опір бетону. Крива опору  $\sigma_{pl} = f(\varepsilon)$ , згідно з формулою (5), досягає свого мінімуму і поступово зростає (рис. 4). В той же час процес тріщиноутворення прискорюється (див.  $\sigma_{crc} = f(\varepsilon)$  на рис. 4). В момент, коли графіки зазначених функцій перетнуться буде досягнута межа міцності бетону -  $R_b$ . Точка перетину зазначених графіків функцій –  $Z$  характеризується умовою:

$$\sigma_{pl} = \sigma_{crc} = \sigma_z \quad (16)$$

Знайдемо напруження  $\sigma_z$ . Для класів бетонів від В 12.5 до В 50 величина відносних деформацій становить –  $\varepsilon = \varepsilon_{br}$  з точністю до п'яти відсотків.

При заданих відносних деформаціях -  $\epsilon_{bR}$  сумарні напруження відомі. Вони

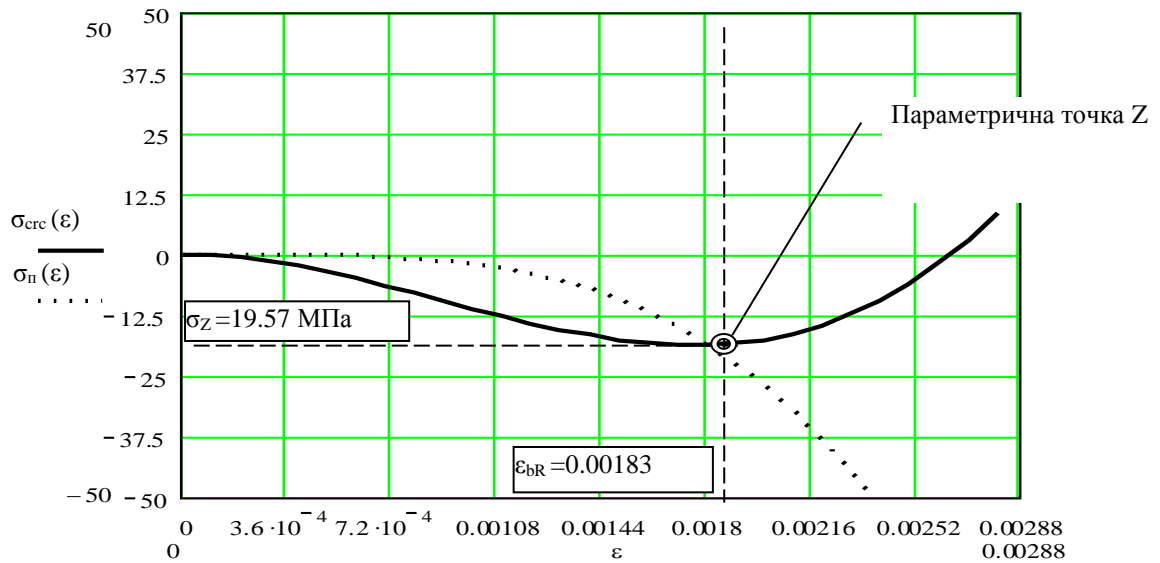


Рис. 4. Діаграми пластичних складових –  $\sigma_{сгс}(\epsilon)$  і  $\sigma_{п}(\epsilon)$  напруження та положення параметричної точки  $Z$

відповідають призмовій міцності бетону -  $R_b$ . Напруження від пружних деформацій бетону -  $\sigma_{el}$  визначається залежністю:

$$\sigma_{el} = E\epsilon_{bR} \quad (17)$$

При відносних деформаціях -  $\epsilon_{bR}$  з врахуванням формул (4) і (17) маємо:

$$R_b = E\epsilon_{bR} + 2\sigma_z \quad (18)$$

Звідси:

$$\sigma_z = \frac{E\epsilon_{bR} - R_b}{2} \quad (19)$$

Для середніх класів бетонів напруження подані в таблиці 1. Наприклад, для бетону класу В 40 напруження в параметричній точці  $Z$  (див. рис. 4) складають - 18.31 МПа.

Таблиця 1.

Параметричні напруження		
Клас бетону	$R_b$ , МПа	$\sigma_{z_t}$ , МПа
В 35	25,5	-15.89
В 40	29,0	-18.31
В 45	32,0	-19.68
В 50	36	-21.46

Рівняння (16) дало змогу одержати додаткову умову для визначення коефіцієнтів степеневого поліному діаграми “напруження – деформації” бетону, а саме:

$$a_2 + a_3 = a_4 + a_5$$

Якщо врахувати, що сума всіх коефіцієнтів складає одиницю, то вираз (20) можна записати у вигляді:

$$\begin{aligned} a_2 + a_3 &= \frac{1 - a_1}{2} \\ a_4 + a_5 &= \frac{1 - a_1}{2} \end{aligned} \quad (21)$$

де  $a_1$  відома величина, пов'язана з модулем пружності і залежить від швидкості навантаження [2, 3].

Точка перетину – С на графіку (рис. 1 б) модуля пластичної деформації і модуля деформації тріщиноутворення характеризує стан, коли починаються тенденції розвитку процесів в бетоні, які призводять до досягнення ним граничного стану і руйнування за тих чи інших впливів протягом певного часу. Ця точка за фізичною суттю споріднена з точкою верхньої межі мікротріщиноутворення бетону [ 4 ]. Знаючи деформації, що відповідають цій точці для конкретного бетону, а вони, звичайно, в межах -  $\epsilon_c = 0,0012 \pm 0,0001$ , і співвідношеннями між напруженнями -

$$\beta_c = \frac{\sigma_c}{R_b} \quad (22)$$

можна більш точно визначити перший за номером коефіцієнт поліному [6].

Запишемо додаткові умови, які дозволяють визначити інші коефіцієнти поліному. Модуль деформацій бетону при максимальній його міцності дорівнює нулю. Тобто:  $E_{bR} = 0$ , або

$$E_{el} = -(E_{pl} + E_{crc}) \quad (23)$$

Для бетонів, починаючи з класу В 35 і вище модуль пластичних деформацій в цій точці близький до нуля. Прийmemo  $E_{pl} = 0$ . Тоді:

$$E_{el} = -E_{crc} \quad (24)$$

Врахуємо умову мінімуму функції модуля пластичних деформацій (див. точка М на рис.1 б):

$$\frac{dE_{pl}}{d\epsilon} = 0 \quad (25)$$

Звідки після перетворень одержимо:

$$a_2 + 3a_3 \frac{\epsilon_m}{\epsilon_{bR}} = 0 \quad (26)$$

Сумісне рішення вказаних вище рівнянь дозволило знайти деформації,

при яких досягається мінімум функції модуля пластичних деформацій. Для бетонів класів за міцністю на стиск вище В 35 така деформація складає:

$$\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_{bR}}{2} \quad (27)$$

Для зазначених класів бетонів серед різних варіантів вирішення лаконічним виглядає наступна методика визначення коефіцієнтів степеневого поліному.

Для визначення першого коефіцієнту, що характеризує пружну роботу бетону, перевіряється умова:

$$a_1 \geq \frac{E_0 \varepsilon_{bR}}{R_b} \quad (28)$$

Пластична робота бетону характеризується парою коефіцієнтів. Другий за номером коефіцієнт визначається залежністю:

$$a_2 = \frac{3}{2} (1 - a_1) \quad (29)$$

Третій знаходиться з співвідношення:

$$a_3 = -\frac{3}{2} a_2 \quad (30)$$

Вплив тріщиноутворення характеризується наступною парою коефіцієнтів.

Четвертий коефіцієнт розраховується за виразом:

$$a_4 = \frac{5 - 3a_1}{2} \quad (31)$$

а п'ятий коефіцієнт визначається виразом

$$a_5 = \frac{-a_1 - 4a_4}{5} \quad (32)$$

Результати розрахунків коефіцієнтів наведені в таблиці 2.

Таблиця 2.

Значення коефіцієнтів степеневого поліному

Клас бетону	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
В 35	2,246	-1,869	1,246	-0,869	0,246
В 40	2,263	-1,894	1,263	-0,894	0,263
В 45	2,230	-1,845	1,230	-0,845	0,230
В 50	2,192	-1,788	1,192	-0,788	0,192

Як впливає з таблиці в розглянутому діапазоні значень формально коефіцієнти відрізняються на величину кратну одиниці:

$$\mathbf{a}_3 = \mathbf{a}_1 - \mathbf{1} \quad (33)$$

$$\mathbf{a}_5 = \mathbf{a}_1 - \mathbf{2} \quad (34)$$

$$\mathbf{a}_4 = \mathbf{a}_2 + \mathbf{1} \quad (35)$$

що дає можливість легко перевірити розрахунки.

Результати розрахунків основних параметрів важкого бетону наведені в таблиці 3.

Таблиця 3.

Значення параметрів діаграми стиску бетону

Клас бетону	$R_b$	$\sigma_{\max t}$	$\epsilon_{bR}$ $\times 10^5$	$\epsilon_{\max t}$ $\times 10^5$	$\epsilon_{bu}$ $\times 10^5$	$\epsilon_{bu t}$ $\times 10^5$	$\beta_u$	$\beta_{u t}$
B 35	25,5	25,5	183	183	313	313	0,78	0,77
B 40	29,0	29,0	185	185	288	288	0,83	0,85
B 45	32,0	32,0	188	188	263	263	0,88	0,87
B 50	36	36	190	190	237	237	0,93	0,91

Розраховані за запропонованою методикою параметри діаграми стиску бетону в табл. 3 позначені індексом t.

Відношення напруження умовної межі руйнування [4, 5], до призмової його міцності в таблиці позначений символом  $\beta_u$ .

$$\beta_u = \frac{\sigma_{bu}}{R_b} \quad (36)$$

Як впливає з таблиці 3 за першими трьома параметрами всі розраховані дані в точності співпадають з заданими в роботі [5], а четвертий параметр - зони нестійкої роботи бетону відрізняється менше, ніж на 2,15 %.

Пластичні і псевдопластичні процеси, що описуються другим і третім у сукупності та четвертим і п'ятим у сукупності доданками степеневому поліному потребують подальшого уточнення. Перші два з них обумовлені гелевою складовою структури бетону, гальмуванням розвитку тріщин, тертям та іншими факторами, а другі – порушенням зв'язків в структурі бетону. При цьому запропонована параметрична точка Z, що може слугувати як додатковий критерій міцності бетону. Наявність параметричної точки є важливим фактором для визначення коефіцієнтів степеневому поліному.

При розтяганні бетону переважають процеси пов'язані з відривом по контакту розчину з крупним заповнювачем і безпосередньо по розчину. Міцний крупний заповнювач при руйнуванні бетону від розтягу залишається практично цілим, незруйнованим. Вплив тертя тут мізерний, а гальмування розвитку тріщин значно менший, ніж при стискальному навантаженні. Це дало підстави обмежитися двома складовими напруження, а саме - пружною частиною і частиною пов'язаною з тріщиноутворенням. При розтягу тріщиноутворення відбувається досить інтенсивно і закінчується руйнуванням. Останнє враховано застосуванням членів степеневому поліному другого і третього порядків для

описання процесу тріщиноутворення. Вказане повністю узгоджується з даними інших дослідників, зокрема Карпенко М.М., щодо більш різкого зниження опору бетону при розтягу, ніж при його стиску [1]. Розглянемо напруження в бетоні як суму двох компонентів (рис.5):

$$\sigma = \sigma_{el} + \sigma_{crc} \quad (37)$$

Де пружні напруження визначаються аналогічно за виразом (4), а напруження викликані тріщиноутворенням описуються залежністю:

$$\sigma_{crc} = R_{bt} \left( b_2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{btR}} \right)^2 + b_3 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{btR}} \right)^3 \right) \quad (38)$$

Відповідно модуль деформації бетону складається також з двох компонентів:

$$E = E_{el} + E_{crc} \quad (39)$$

$$E_{sh} = \frac{R_{bt}}{\varepsilon_{btR}} \quad (40)$$

які визначаються за виразами:

$$E_{el} = E_{sh} b_1 \quad (41)$$

$$E_{crc} = E_{sh} \left( 2b_2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{btR}} + 3b_3 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{btR}} \right)^2 \right) \quad (42)$$

де  $E_{sh}$  – граничний січний модуль

$R_{bt}$  - міцність бетону при розтяганні;

$b_i$  - коефіцієнти степеневого поліному для розтягу;

$\varepsilon$  - відносні деформації, що задаються;

$\varepsilon_{btR}$  - відносні деформації, що відповідають міцності бетону на розтяг.

Початковий модуль пружності для розтягу і стиску за даними багаточисельних досліджень практично однаковий. Тому можна прийняти:

$$E_b = E_{bt} \quad (43)$$

Звідси:

$$b_1 = \frac{R_b}{R_{bt}} \frac{\varepsilon_{btR}}{\varepsilon_{bR}} a_1 \quad (44)$$

або

$$b_1 = \frac{E_{sh}}{E_{tsh}} a_1 \quad (45)$$



де  $E_{sh}$  і  $E_{sth}$  - січні граничні модулі відповідно стиску і розтягу бетону

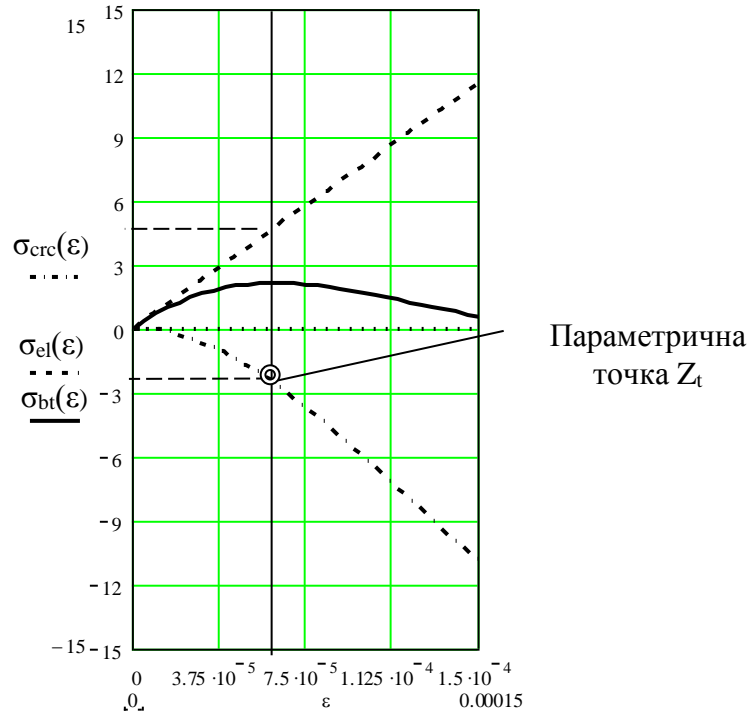


Рис. 5. Діаграми: „напруження–деформації” розтягу для бетону класу В 40

В момент навантаження, близький до досягнення граничної міцності бетону відбувається суттєве його руйнування тріщинами. В зв'язку з порушеннями зв'язків напружений стан матеріалу стає вкрай неоднорідним. Процес тріщиноутворення прискорюється (див.  $\sigma_{crc} = f(\epsilon)$  на рис.5). В момент, коли графік досягне точки  $Z_t$  буде досягнута межа міцності бетону -  $R_b$ . Точка  $Z_t$  характеризується умовою:

$$\sigma_{crc} = \sigma_{zt}$$

Величина відносних деформацій при цьому становитиме -  $\epsilon = \epsilon_{btR}$

Знайдемо ці напруження. При заданих відносних деформаціях -  $\epsilon_{bR}$  сумарні напруження відомі. Вони відповідають міцності бетону на розтяг-  $R_{bt}$ . Напруження від пружних деформацій бетону -  $\sigma_{el}$  відомі з формули (4). Звідси :

$$\sigma_{zt} = \sigma_{el} - R_{bt} \quad (41)$$

Або з врахуванням виразу (4) після перетворень одержимо:

$$\sigma_{zt} = R_{bt} \left( b_1 \frac{\epsilon}{\epsilon_{btR}} - 1 \right) \quad (46)$$

Оскільки  $\epsilon = \epsilon_{btR}$ , то

$$\sigma_{zt} = R_{bt} (b_1 - 1) \quad (47)$$

Для середніх класів бетонів напруження подані в таблиці 4. Наприклад, для бетону класу В 40 напруження в параметричній точці  $Z_t$  (див.рис.5)

складають -2.65 МПа.

Таблиця 4.

Параметричні напруження

Клас бетону	$R_{bt}$ , МПа	$\sigma_{zt}$ , МПа
В 35	1,95	-1,87
В 40	2,10	-2.26
В 45	2,20	-2.51
В 50	2,30	-2.85

Рівняння (41) дало змогу одержати додаткову умову для визначення коефіцієнтів степеневого поліному діаграми “напруження – деформації” бетону. Якщо врахувати, що сума всіх коефіцієнтів складає одиницю, то вираз (43) можна записати у вигляді:

$$\mathbf{b}_2 + \mathbf{b}_3 = \mathbf{1} - \mathbf{b}_1 \quad (48)$$

де  $\mathbf{b}_1$  відома величина, пов’язана з модулем пружності і залежить від швидкості навантаження [2, 3].

Запишемо додаткові умови, які дозволяють визначити коефіцієнти поліному. Врахуємо умову екстремуму функції напруження (див. точка **М** на рис.1 б):

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = 0 \quad (49)$$

Це означає, що модуль деформацій бетону при максимальній його міцності дорівнює нулю. Тобто:  $\mathbf{E}_{btR} = 0$ , або

$$\mathbf{E}_{el} = -\mathbf{E}_{crc} \quad (50)$$

Для зазначених класів бетонів зручно користуватися наступною методикою для визначення коефіцієнтів степеневого поліному.

Для першого коефіцієнту, що характеризує пружну роботу бетону, повинна виконуватися умова:

$$2\mathbf{b}_2 + 3\mathbf{b}_3 = \mathbf{b}_1 \quad (51)$$

$$\mathbf{b}_1 \geq \frac{\mathbf{E}_0 \varepsilon_{btR}}{\mathbf{R}_{bt}} \quad (52)$$

Вплив тріщиноутворення характеризується парою коефіцієнтів, де другий коефіцієнт визначається залежністю:

$$\mathbf{b}_2 = \mathbf{3} - 2\mathbf{b}_1 \quad (53)$$

а третій знаходиться з співвідношення:

$$\mathbf{b}_3 = \frac{-\mathbf{b}_1 - 2\mathbf{b}_2}{\mathbf{3}} \quad (54)$$

Результати розрахунків коефіцієнтів наведені в таблиці 4.

Таблиця 5.

## Значення коефіцієнтів степеневого поліному

Клас бетону	$b_1$	$b_2$	$b_3$
В 35	1,958	-0,916	-0,042
В 40	2,078	-1,156	0,078
В 45	2,139	-1,279	0,139
В 50	2,239	-1,478	0,239

Як впливає з таблиці в розглянутому діапазоні значень формально непарні коефіцієнти відрізняються на дві одиниці:

$$\mathbf{b}_3 = \mathbf{b}_1 - 2 \quad (55)$$

що дає можливість легко перевірити розрахунки.

Результати розрахунків параметрів важкого бетону наведені в таблиці 5.

Таблиця 6.

## Значення параметрів діаграми розтягу бетону

Клас бетону	$R_{bt}$	$\sigma_{t \max t}$	$\epsilon_{btR}$	$\epsilon_{t \max t}$	$\epsilon_{btu}$	$\epsilon_{btu t}$	$\beta_{tu}$	$\beta_{tu t}$
В 35	1,95	1,95	12,2	12,2	19,8	19,8	0,59	0,59
В 40	2,10	2,10	12,3	12,3	20,4	20,4	0,62	0,62
В 45	2,20	2,20	12,4	12,4	20,7	20,7	0,66	0,66
В 50	2,30	2,30	12,4	12,4	21,7	21,7	0,71	0,71

Розраховані параметри діаграми стиску бетону в табл. 2 позначені індексом t.

Відношення напруження умовної межі руйнування [4, 5], яке досягається коли зразок бетону розділяється на окремі блоки, частини, до його міцності в таблиці позначений символом  $\beta_{tu}$ .

$$\beta_{tu} = \frac{\sigma_{btu}}{R_{bt}} \quad (56)$$

Як впливає з таблиці 2 за першими трьома параметрами всі розраховані дані в точності співпадають з заданими в роботі [5], а четвертий параметр більш точно враховує характер роботи бетону після досягнення ним максимального опору на розтяг.

Межу деформацій розтягу бетону тут прийнято традиційно:

$$\epsilon_{btu} = \frac{2R_{bt}}{E_0} \quad (57)$$

Загальний вираз для визначення співвідношення між напруженнями і деформаціями бетону представимо у вигляді степеневого поліному:

(58)

$$\sigma = \mathbf{R}_{bt} \sum_{i=1}^3 \mathbf{b}_i \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{btR}} \right)^i$$

Аналогічно для модуля деформацій одержимо

$$\mathbf{E} = \mathbf{E}_{sh} \sum_{i=1}^3 i \mathbf{b}_i \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{btR}} \right)^{i-1} \quad (59)$$

Псевдопластичні процеси, що описуються другим і третім у сукупності доданками степеневого поліному, обумовлені порушенням зв'язків в структурі бетону. Визначені параметри точки  $Z_t$  можуть слугувати як додатковий критерій міцності бетону на розтяг. Таким чином, на основі моделі з трьох складових напружень дана обґрунтована інтерпретація напружено-деформованого стану бетону при його стиску, що пояснює фізико-механічні процеси, які описує відомий степеневий поліном п'ятого порядку.

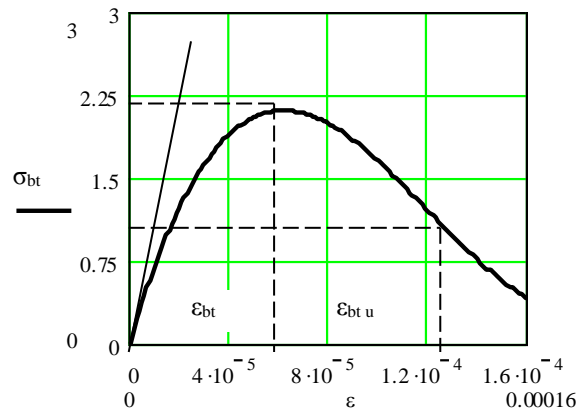


Рис. 6. Повна діаграма розтягу бетону

Одержана параметрична точка, що визначає межу міцності бетону при стиску. Вона не залежить від пружних деформацій і визначається пластичними і псевдопластичними процесами в бетоні. Також дана обґрунтована інтерпретація напружено-деформованого стану бетону при його розтягу, що ставить у відповідність фізико-механічні процеси в бетоні до параметрів степеневого поліному третього порядку. Одержана параметрична точка, що визначає межу міцності бетону при розтягу. Вона визначається пружними і псевдопластичними процесами в бетоні.

#### Список використаних джерел:

1. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона – М.: Стройиздат, 1996.-411 с.
2. Фомица Л.Н., Сумбатов Р.А. Измерение напряжений в железобетонных конструкциях – К.: “Будівельник”, 1994. –168 с.
3. Фомиця Л.М., Нагорний М.В. Особливості деформування в'язкопружного твердого тіла при найпростішому навантаженні / Механіка і фізика руйнування

будівельних матеріалів та конструкцій, вип. 4, Львів: Каменяр, 2000. – С. 537-540

4. Гольшев А.Б. .Бачинский В.Я., Полищук В.П., Харченко А.В., Руденко И.В. Проектирование железобетонных конструкций – К.: Будівельник, 1990.- 544 с.

5. Бамбура А.Н., Бачинский В.Я., Журавлева Р.В., Пешкова И.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона – К.: НИИСК, 1987. - 24 с.

6. Чеканович М.Г. Інтерпретація повної діаграми стиску та критерій міцності важкого бетону / Вісник Сумського національного аграрного університету. Вип.№7 , - Суми.: СНАУ, 2002. С.77-83.

УДК 624.01

## ПРИНЦИПИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ПОКРИТЬ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКИХ ДОРІГ ТА АЕРОДРОМІВ

*ЯНІН О.Є., канд. техн. наук, доц.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Покриття доріг та аеродромів жорсткого типу під дією навантаження працюють як плита на пружній основі. При цьому вважається, що, оскільки під покриття влаштовуються потужні штучні основи, то воно зазнає тільки пружні деформації, і розрахунок покриття виконується виходячи з цього [1].

Для сільськогосподарських аеродромів характерна мала інтенсивність роботи і нетривалий проміжок часу виконання сільськогосподарських робіт з використанням авіації. Ці аеродроми експлуатуються тільки під час проведення авіаційно-хімічних робіт, які виконують в безвітряну або мало вітряну погоду, при відсутності туманів, при денному світлі і, як правило, в теплу пору року.

Все це дозволяє відмовитися від влаштування потужних штучних основ при будівництві жорстких покриттів сільськогосподарських аеродромів. Однак при цьому необхідно розрахунок покриттів таких аеродромів проводити з урахуванням залишкових деформацій основи [2,3].

Основна умова розрахунку жорстких покриттів на міцність має вигляд [1]:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \tag{1}$$

де  $M_{Ed}$  - розрахунковий момент в перерізі плити при найбільш не вигідному розташуванні коліс;

$M_{Rd}$  - гранично-допустимий для даного перерізу згинальний момент.

Для ненапружених залізобетонних покриттів, крім того, потрібне дотримання умови:

$$W_k \leq W_{k,lim} \tag{2}$$

де  $W_k$  - ширина розкриття тріщин в розрахунковому перерізі плити;  
 $W_{k,lim}$  - 0,3мм – гранично-допустима ширина розкриття тріщин.

Розрахунковий момент в перерізі плити визначають на підставі рішення завдань будівельної механіки для плит, що лежать на пружній основі. Для обчислення внутрішніх зусиль в плитах знаходять функцію епюр реактивного опору основи від заданого навантаження. При цьому вважають, що осадка поверхні основи в точності співпадає з прогинами плити під навантаженням. Для плит ця умова виражається загальним диференціальним рівнянням [1]:

$$D\left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4}\right) + p(x, y) = q(x, y). \quad (3)$$

де  $\omega$  - прогин плити;

$X$  і  $Y$  - координати серединної поверхні плити;

$D$  - циліндрична жорсткість плити;

$p(x, y)$  – реакція основи;

$p(x, y) = k_s \omega$ ,

$k_s$ - коефіцієнт постелі основи;

$q(x, y)$  - зовнішнє навантаження.

Вирішивши рівняння (3) можна знайти вигляд функції, що виражає положення серединної поверхні плити. Знаючи функцію  $\omega(x, y)$  можна визначити вид епюри реактивного опору основи:

$$p(x, y) = k_s \omega(x, y). \quad (4)$$

Згинальний момент в розрахунковому перерізі плити можна визначити, вирішивши задачу вигину плити, навантаженої зовнішнім навантаженням  $q(x, y)$  і реактивним опором основи  $p(x, y)$ .

Велике значення при розрахунку жорстких покриттів аеродромів має вибір моделі ґрунтової основи [4]. Більшість цих моделей характеризується лінійною залежністю між деформацією ґрунту і силами, що прикладаються до нього. Реальний ґрунт, являє собою нелінійно-деформований матеріал. Тому його замінюють відповідними механічними моделями. Згідно першої моделі ґрунтова основа являє собою напівнескінченне пружне тіло, деформації в якому поширюються необмежено в усіх напрямках від місця прикладання навантаження. Інша модель наділяє ґрунт такими властивостями, при яких деформації в ґрунтовій основі мають місце тільки в межах площадки навантаження. Можливі також моделі, в яких величина розподільчої здатності ґрунту піддається регулюванню, і деформації ґрунтової основи можуть бути локалізовані на певній відстані від площадки завантаження.

Перша модель являє собою модель пружного півпростору. Ґрунтова основа в цьому випадку деформується не тільки під плошадкою завантаження, але і за її межами. Ця модель, здатна враховувати властивості зв'язаних ґрунтів, виходить з припущення, що ґрунт є ідеально пружним середовищем і описується рівнянням теорії пружності.

Переміщення поверхні пружної основи визначається за формулами теорії пружності:

$$w_0 = \frac{F_d(1-\mu^2)}{\pi E X}, \quad (5)$$

де  $F_d$  - зосереджене навантаження;

$\mu$  - коефіцієнт Пуассона ґрунтової основи;

$E$  - модуль пружності ґрунтової основи;

$X$  - відстань від точки прикладання навантаження  $F_d$  до точки, де визначається переміщення.

Друга модель (модель Фусса-Вінклера) заснована на наступному припущенні:

- основа вважається пружною, і реакція основи, прикладена до подошви плити, прямо пропорційна вертикальним переміщенням поверхні основи. Ця модель ґрунтової основи може бути представлена нескінченно великою кількістю пружних вертикальних пружин. У цьому випадку в основі виникають деформації тільки під навантаженою площадкою, а за її межами дорівнюють нулю.

Можлива вдосконалена модель Фусса-Вінклера, в якій є можливість регулювати деформації за межами майданчика навантаження. Професор М.М.Філоненко-Бородич модифікував гіпотезу Вінклера за допомогою гнучкої мембрани, натягнутої поверх пружинок, що імітують пружну основу. Така модель розподіляє деформації в ґрунті за межами майданчика [4].

Відома також модель з використанням двох коефіцієнтів постелі ґрунту, в якій один коефіцієнт  $K_{s1}$  визначає роботу ґрунту на стиск, а другий  $K_{s2}$  визначає роботу ґрунту на зсув [4]. У цій моделі реакція основи обчислюється за такою формулою:

$$p(x, y) = K_{s1} \omega - K_{s2} \left( \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right), \quad (6)$$

де  $\omega$  - прогин серединної поверхні плит.

О.Я.Шехтер, І.І.Черкасов і інші [5] займалися розробкою моделі пружного шару кінцевої потужності. Для цієї моделі характерне швидке згасання осадки поверхні при віддаленні від вантажної площадки. За характером моделювання ґрунту ця модель близька до моделі з двома коефіцієнтами постелі. Використання цієї моделі обумовлюється фізичними властивостями ґрунту, наприклад, малою глибиною поширення деформацій у ґрунті, наявністю скельної основи або жорсткого підстилаючого шару.

Крім розглянутих моделей ґрунтової основи відомі ще комбіновані моделі, які відображають специфічні, випадки залягання ґрунтів. До них можна віднести модель А.П.Сініціна. Вона являє собою комбінацію моделі Вінклера і

пружного півпростору [3]. У цій моделі верхній шар основи підпорядковується Вінклеровській гіпотезі пропорційності, а нижній представляє собою пружний півпростір.

Відомі моделі, в яких проводиться облік реальних властивостей ґрунту, наприклад, одночасне урахування його пружних і пластичних властивостей. До вказаних моделей відноситься модель ґрунтової основи Н.І.Черкасова - Г.К.Клейна, яка враховує комплекс властивостей реальної ґрунтової основи [4]. Така основа здатна накопичувати залишкові деформації. Вони в основному мають місцевий характер і нелінійно пов'язані з напруженням.

У той же час деформації, що відновлюються, мають загальний характер, і їх зв'язок з напругою близький до лінійної залежності.

Фактична картина роботи ґрунтової основи під покриттям набагато складніше будь-якої з розглянутих моделей, оскільки робота ґрунту під навантаженням залежить від безлічі факторів, таких як гранулометричний склад, вологість і т.ін.

Дослідження проблеми вибору розрахункової моделі ґрунтової основи завжди привертало увагу вчених, які вивчають вплив навантажень від повітряних суден на жорсткі покриття. При цьому необхідно враховувати, що характер поведінки ґрунтової основи під навантаженням і його несуча здатність різко змінюються для різних сезонів року. Тому при розрахунку покриття необхідно використовувати розрахункові характеристики основи, відповідні такій порі року, коли його несуча здатність є мінімальною. Така мінімальна несуча здатність основи відповідає періоду весняного бездоріжжя.

Ефективність застосування жорстких покриттів зі збірних бетонних виробів на сільськогосподарських аеродромах є недосліджене ще до кінця питання. Досвід їх практичного використання на аеродромах вимагає подальшого вивчення. Крім того, існуючі збірні конструкції, які застосовуються для будівництва покриттів аеродромів і доріг, в більшості випадків неефективні для застосування на аеродромах сільськогосподарської авіації з економічної точки зору. Тому використання нових будівельних матеріалів і розробка полегшених економічних покриттів зі збірних елементів для застосування їх на сільськогосподарських аеродромах заслуговує ретельного вивчення [1].

Перспективним напрямком при будівництві покриттів сільськогосподарських аеродромів є застосування бетонів на шлакопортландцементному в'язучому [1]. Це в'язуче вигідно відрізняється від портландцементів більшою доступністю, зниженою енергоємністю і вартістю. Економія цементу при виготовленні бетону на шлакопортландцементному в'язучому становить близько 30%. Забруднення оточуючого середовища при виготовленні шлакопортландцементу нижче, ніж при виготовленні звичайних цементів.

Однак для успішної заміни звичайного портландцементу шлакопортландцементом необхідно довести його придатність для цієї мети. Для цього треба визначити всі найважливіші характеристики плит покриття з цього матеріалу і обґрунтувати можливість, ефективність і доцільність подібного розширення номенклатури в'язучих для цих цілей.



### 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.
4. Черкасов М.М. Механические свойства грунтовых оснований. -М.: Автотрансиздат, 1956. - 156с.
5. Черкасов И.И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве.- М.:Транспорт, 1976. - 246с.

УДК 624.01

## ОПТИМІЗОВАНА ЗАЛІЗОБЕТОННА БАЛКА

*ЧЕКАНОВИЧ М.Г. -к.т.н., проф.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

При навантаженні традиційних залізобетонних балок зі зчепленням бетону і сталі деформації зазначених матеріалів вважаються однаковими. Оскільки високоміцна арматурна сталь проявляє свою міцність при деформаціях значно вищих, ніж бетон, то маємо асинхронне виявлення міцності матеріалів, утворення тріщин в бетоні, що суттєво знижує міцність традиційних конструкцій. Автором запропонована необхідна умова досягнення максимальної міцності залізобетонних елементів, що полягає в синхронізації прояву максимального опору бетону і сталі в залізобетоні при його навантаженні.

Умова може бути сформульована математично

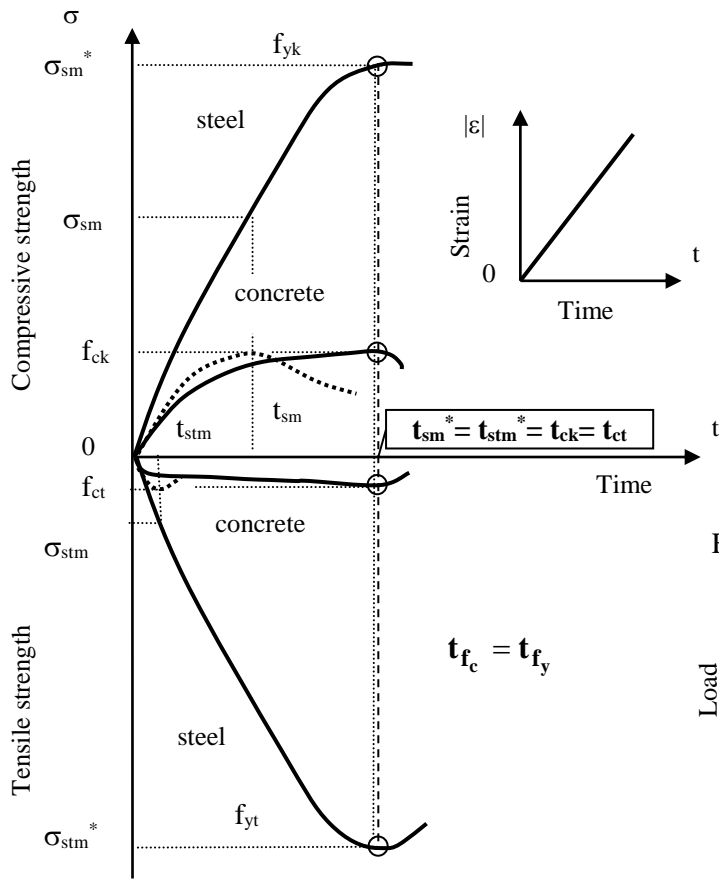
$$t_{bR} = t_{sR} \text{ або } \delta_{bR} + \delta_m = \delta_{sR},$$

де  $\delta_m$  - додаткові переміщення регулятора конструкцій.

Розглянемо одноразове статичне навантаження з постійною швидкістю.

При цьому швидкість деформування матеріалів може бути представлена графіками на рис. 1, а максимізована крива міцності конструкції – на рис.2.

Забезпечити умову максимальної міцності можливо шляхом регулювання зусилля обтиску балки (рис. 3). Порівняльні результати випробувань



$$W = F\delta - \int_0^{\delta} \delta dF$$

$$W_{max} = W_{full} - W_q$$

$$W_q \rightarrow 0; W \rightarrow W_{full};$$

$$W = W_{max}$$

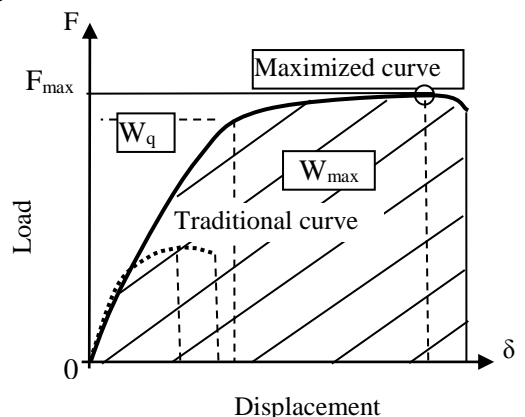


Рисунок 1. Синхронізація

Рисунок 2. Максимізація

регульовано обтиснутої і традиційної попередньо напруженої балки за рівних витрат матеріалів показані на рис.4. Несуча здатність всіх можливих варіантів напружено-деформованого стану балки представлена горизонталіями на рис. 5.

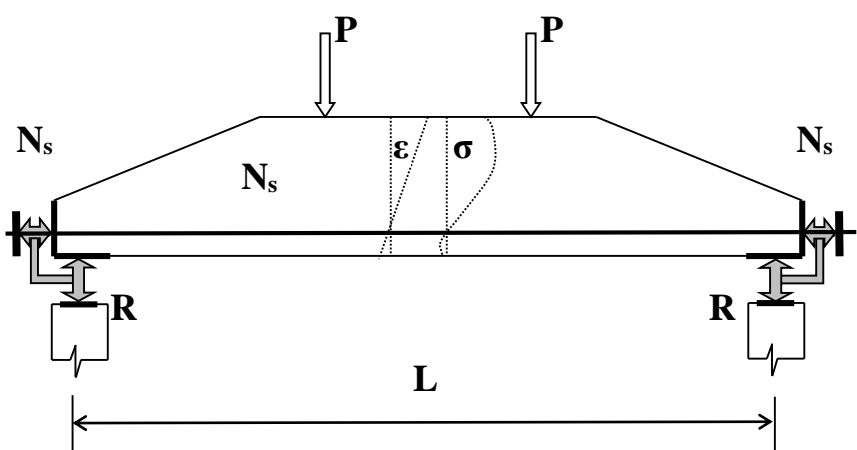


Рисунок 3. Дослідна регульована балка

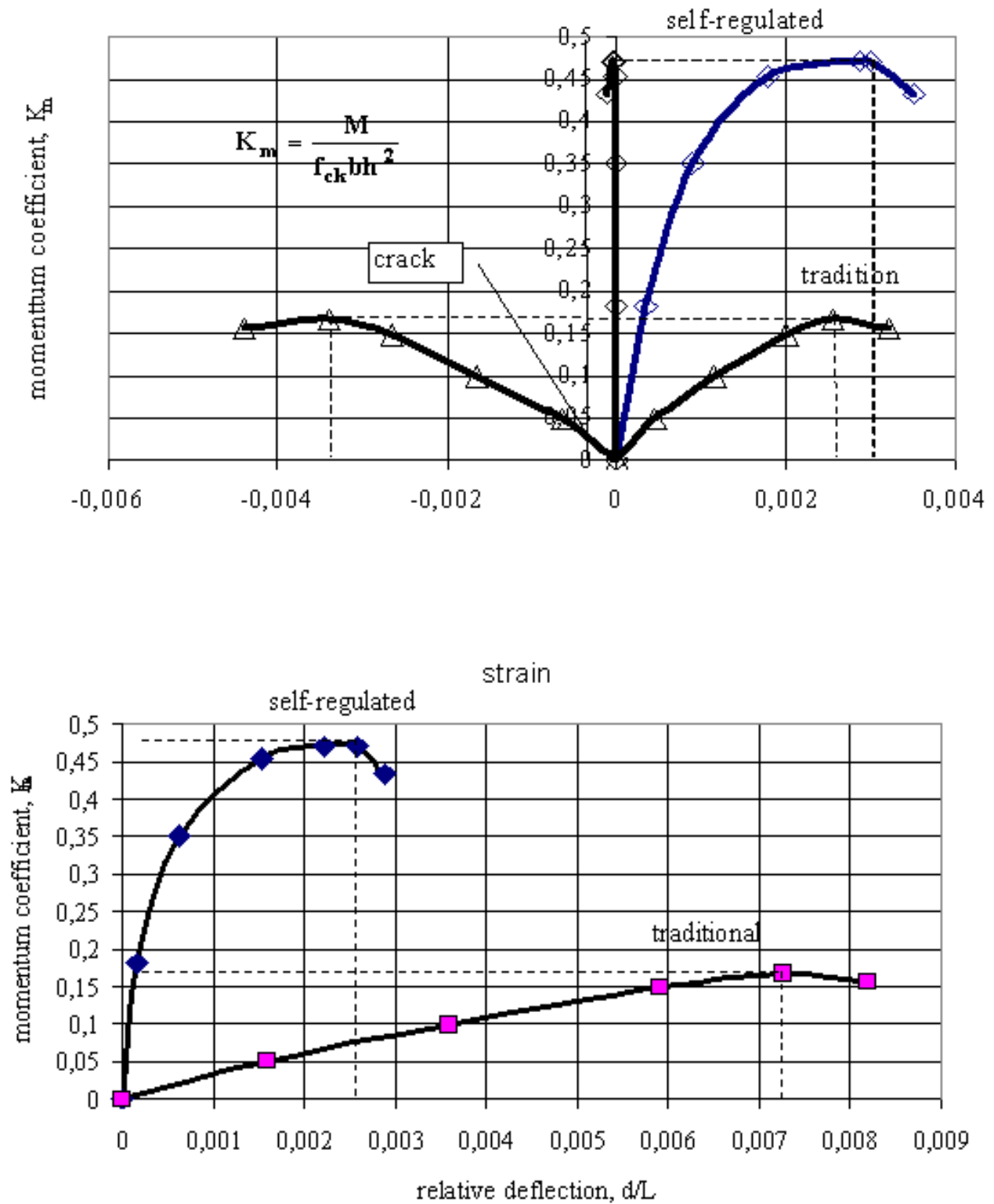


Рисунок 4. Результати випробувань балок

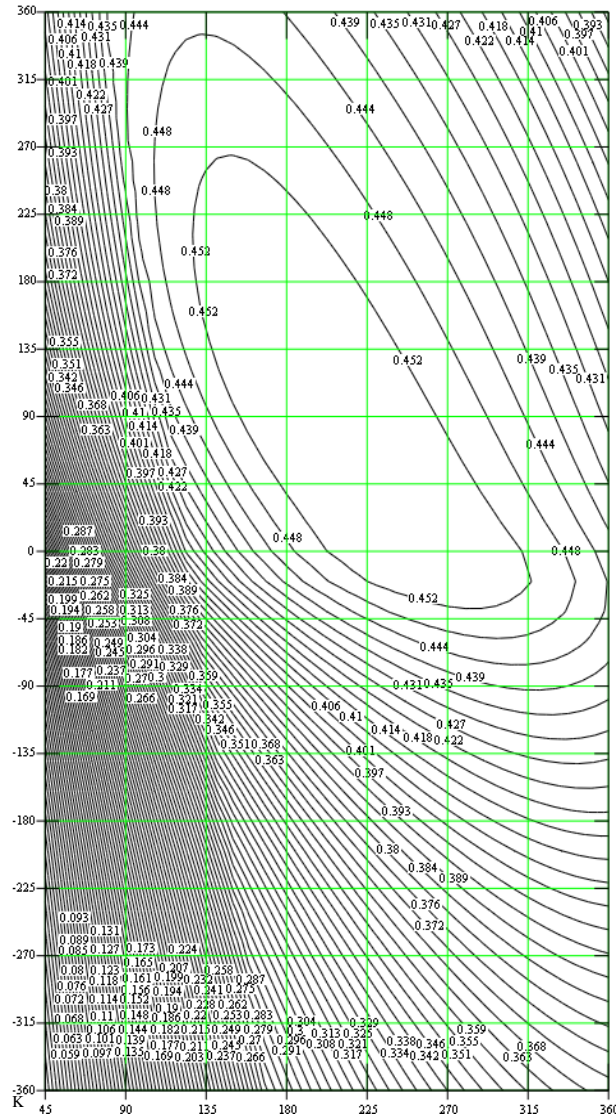


Рисунок 5. Оптимізація несучої здатності

Фрагмент ділянки максимальної міцності наведений на рис.6. Нижній максимум звичайно потребує менших витрат матеріалів. Саме за таким режимом і здійснене регулювання наведеної вище балки. Висока міцність регульованої за оптимальним режимом балки пояснюється відсутністю руйнування нормального перерізу балки тріщинами при навантаженні.

За результатами досліджень міцність такої балки переважає більш, ніж у два з половиною разів традиційну. При цьому жорсткість регульованої балки в тричі вища.

При максимальному навантаженні удосконалених залізобетонних елементів бетон і сталь досягають максимального опору синхронно, що в сукупності призводить до забезпечення можливості досягнення елементом максимально можливої несучої здатності. Швидкість деформування сталі тут випереджає бетон, завдяки регулюванню. Практика виготовлення і випробування залізобетонних елементів з синхронним проявом максимальної міцності матеріалів підтвердила вище наведені обґрунтування

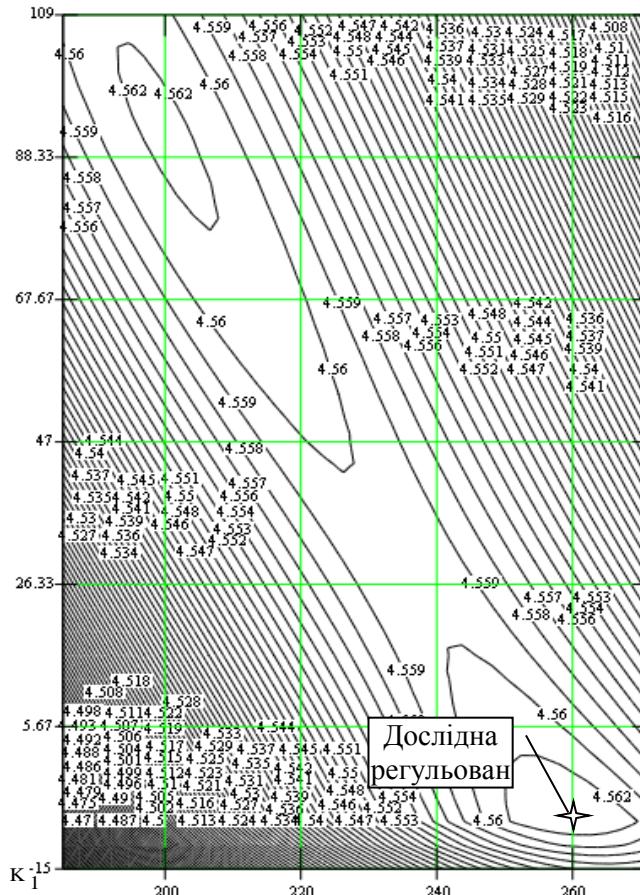


Рисунок 6. Фрагмент

Таким чином, для досягнення максимальної міцності залізобетону необхідно щоб момент часу прояву максимального опору бетону співпадав з моментом часу прояву максимального опору сталі. В балках забезпечити це дозволило оптимальне регулювання зусилля обтиску. Використаний резерв міцності в дослідних балках склав більше двох з половиною разів. При цьому жорсткість регульовано обтиснутих балок була майже в тричі вищою, ніж традиційних.

УДК 624.01

## РАЦІОНАЛЬНА ФОРМА СТАЛЕВОЇ ЗВАРНОЇ ДВОТАВРОВОЇ БАЛКИ

*ЯНІН О.Є., канд. техн. наук, доц.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Зменшення витрат матеріалів на конструкції будівель і споруд у сучасному будівництві є достатньо актуальним. У зв'язку з цим доцільно розглянути можливість проектування сталевих зварних балок виходячи з мінімальних витрат сталі. Розглянемо однопролітну шарнірно-обперту балку, завантажену рівномірно-розподіленим лінійним навантаженням (рис.1).

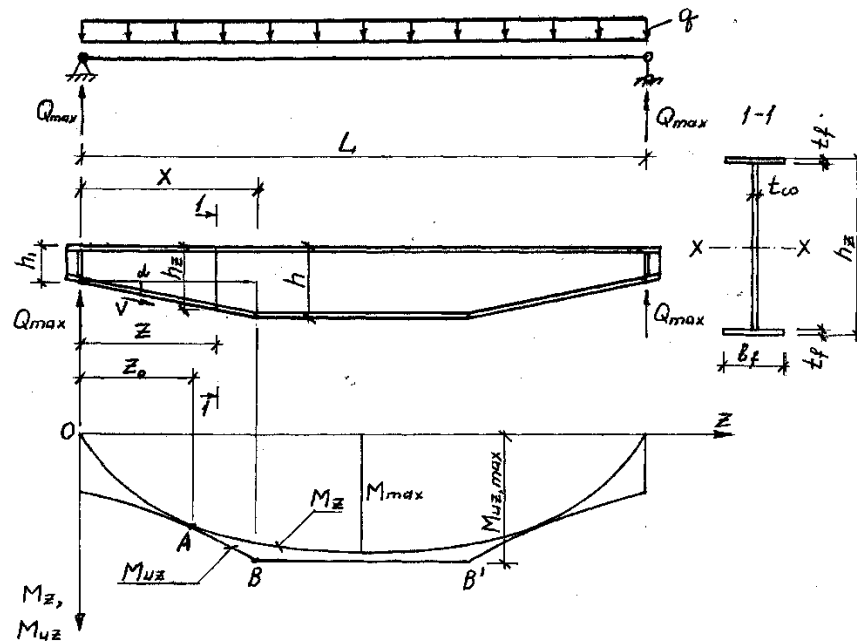


Рисунок 1. Схема балки

Припустимо, що її складений двотавровий поперечний переріз підібраний по максимальному згинальному моменту посередині прольоту ( $M_{max}$ ) із умови міцності за нормальними напруженнями [1]. З віддаленням від середини прольоту до опор згинальні моменти ( $M$ ) зменшуються. Отже зменшується потрібний момент опору

$$W_{номр} = \frac{M}{R_y \gamma_c}, \quad (1)$$

де  $R_y$  – розрахунковий опір сталі стиску, розтягу та згину за межею текучості;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи.

Тому, з метою економії сталі можна зменшувати розміри поперечного перерізу балки на приопорних ділянках. Це досягається, зокрема, за рахунок зменшення її висоти ( $h$ ).

Виходячи з умови міцності на зріз, прийнята висота балки на опори повинна задовольняти умові [2]

$$h_1 \geq \frac{n Q_{max}}{R_s \gamma_c t_w} = h_{s,min} \quad (2)$$

де  $R_s$  – розрахунковий опір сталі на зріз;

$h_{s,min}$  – мінімальна висота балки із умови міцності на зріз.

Якщо розрізна балка обпирається на нижче розташовану конструкцію за допомогою опорного ребра, привареного до торця, то в опорному поперечному перерізі дотичні напруження сприймає тільки стінка і  $n=1,5$ .

Якщо опорне ребро заведено між полками на деякій відстані від торця, то в опорному поперечному перерізі дотичні напруження сприймає як стінка, так і полиці. Тоді  $n=1,5$ .

З рис.1 видно, що висота балки на відстані  $Z$  від опори

$$h_z = h_1 + VZ, \quad (3)$$

де  $V=\operatorname{tg}\alpha$  нахил нижнього поясу балки на при опорних ділянках.

Несуча здатність балки (максимальний згинальний момент, який може сприйняти поперечний переріз) на відстані  $Z$  від опори

$$M_{uz} = W_z R_y \gamma_c, \quad (4)$$

де  $W_z$  –момент опору поперечного перерізу на відстані  $Z$  від опори;

$$W_z = \frac{I_z}{0.5h_z}; \quad (5)$$

$I_z$  – відповідний момент інерції;

$$I_z = \frac{t_\omega h_z^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_z}{2}\right)^2. \quad (6)$$

Формула для  $I_z$  є наближеною так як у ній прийнято, що  $h_\omega \approx h$ .

Тоді

$$M_{uz} = R_y \gamma_c \left( \frac{t_\omega h_z^2}{6} + b_f t_f h_z \right) \quad (7)$$

З урахуванням формули (3)

$$M_{uz} = R_y \gamma_c \left[ \frac{t_\omega (h_1 + VZ)^2}{6} + b_f t_f (h_1 + VZ) \right]. \quad (8)$$

При фіксованому  $h_1$  та зменшенні нахилу нижнього поясу  $V$ , витрати сталі на балку знижуються. Тому слід знайти найменше значення  $V$ , при якому в будь-якому місці за довжиною балки була б забезпечена міцність за нормальними напруженнями, тобто виконана умова

$$\frac{M_z}{W_z} \leq R_y \gamma_c \quad (9)$$

або

$$M_z \leq W_z R_y \gamma_c = M_{uz}, \quad (10)$$

де  $M_z$  - згинальний момент від розрахункового навантаження на відстані  $Z$  від опори;

$$M_z = \frac{1}{2} qZ(L - Z). \quad (11)$$

З'ясуємо як виглядає графік функції  $M_{uz}$ . Для цього знаходимо її першу та другу похідні

$$\frac{dM_{uz}}{dZ} = R_y \gamma_c \left[ \frac{t_\omega (h_1 + VZ)V}{3} + b_f t_f V \right]; \quad (12)$$

$$\frac{d^2 M_{uz}}{dZ^2} = R_y \gamma_c \frac{t_\omega V^2}{3}. \quad (13)$$

При будь якому  $Z > 0$  друга похідна  $\frac{d^2 M_{uz}}{dZ^2} > 0$ . Тому графік функції  $M_{uz}$  є вгнутий по відношенню до вертикальної осі ординат, яка направлена вниз (див. рис.1). Графік функції  $M_z$  є випуклий по відношенню до тієї же осі тому що  $\frac{d^2 M_z}{dZ^2} = -q < 0$  при будь якому  $Z$ .

З формули (8) випливає, що при фіксованому  $Z$  та зменшенні  $V$ ,  $M_{uz}$  зменшується. Це означає, що графік функції  $M_{uz}$  наближається до горизонтальної осі абсцис по мірі зниження  $V$ .

При цьому можна знайти таке значення  $V=V_0$ , при якому графік функції  $M_{uz}$  доторкнеться графіка функції  $M_z$  у деякій точці  $A$  на відстані  $Z$  від опори. У цій точці буде виконуватись рівність

$$M_{uz} = M_z. \quad (14)$$

З графіків функцій  $M_{uz}$  та  $M_z$  (перший – вгнутий, а другий – випуклий) випливає, що у решті точок по довжині балки буде виконуватись умова міцності за нормальними напруженнями

$$M_z \leq M_{uz}. \quad (15)$$

Якщо далі зменшувати  $V$  (тобто приймати  $V < V_0$ ), то у точці  $A$   $M_{uz}$  стане менше ніж  $M_z$ , тобто міцність забезпечена не буде. Тому, значення  $V=V_0$ , при якому у точці  $A$   $M_z = M_{uz}$  є мінімально допустимим та відповідає мінімуму витрат сталі при фіксованій висоті балки на опорі  $h_1$ .

Коли обидва графіка доторкаються один до іншого у точці  $A$ , їх перші похідні у цій точці однакові:

$$\frac{dM_z}{dZ} = \frac{dM_{uz}}{dZ}. \quad (16)$$

Розв'язавши спільно рівняння (14) і (16) можна знайти мінімально допустиме значення  $V=V_0$  та величину  $Z=Z_0$ . Відповідна система двох рівнянь з двома невідомими  $V_0$  та  $Z_0$  має вигляд:

$$\begin{cases} \frac{1}{2} q Z_0 (L - Z_0) = R_y \gamma_c \left[ \frac{t_\omega (h_1 + V_0 Z_0)^2}{6} + b_f t_f (h_1 + V_0 Z_0) \right] \\ \frac{1}{2} q (L - 2Z_0) = R_y \gamma_c \left[ \frac{t_\omega (h_1 + V_0 Z_0) V_0}{3} + b_f t_f V_0 \right] \end{cases}. \quad (17)$$



Після її розв'язання отримаємо:

$$V_0 = \frac{qL}{2R_y \gamma_c b_f t_f} \left[ (1+p) - \sqrt{(2+p)(p+Q_1)} \right], \quad (18)$$

$$Z_0 = \frac{0,5qL - R_y \gamma_c V_0 b_f t_f (1+p)}{\frac{1}{3} R_y \gamma_c t_\omega V_0^2 + q}, \quad (19)$$

$$\text{де } p = \frac{h_1 t_\omega}{3b_f t_f}; \quad Q_1 = \frac{4R_y \gamma_c h_1 b_f t_f}{qL^2}. \quad (20)$$

Розв'язання системи рівнянь (17) у загальному вигляді являє собою достатньо складну алгебраїчну задачу. Спростити його можна за допомогою комп'ютерної програми MathCAD. Для цього слід застосувати команди Given та Find.

При деякому значенні  $Z=X$  (див.рис.1) висота балки  $h_z$  буде дорівнювати величині  $h$ , яка отримана при підборі поперечного перерізу посередині прольоту по максимальному згинальному моменту. Тоді (див. формулу (3))

$$h_z = h_1 + V_0 X = h; \quad (21)$$

$$X = \frac{h - h_1}{V_0}. \quad (22)$$

При  $Z > X$  висота балки залишається постійною та дорівнює  $h$ . Тому і несуча здатність балки між точками В та В' у середній частині прольоту буде постійною та рівною

$$M_{uz, \max} = R_y \gamma_c \left[ \frac{t_\omega h^2}{6} + b_f t_f h \right]. \quad (23)$$

Ця величина небагато більша за  $M_{\max}$ , тому що підбір розмірів поперечного перерізу виконується з деяким запасом міцності.

Висота балки на опорі  $h_1$ , яка задовольняє умові міцності на зріз (див. формулу (2)), може приймати різні значення. Тому можна спробувати знайти таке з них, при якому витрати сталі на балку будуть мінімальними. Для цього слід задатися рядом значень  $h_1$  з деяким кроком, і при кожному з них знайти свої значення  $V_0$  та  $X$ , які відповідають доторканню графіків функцій  $M_{uz}$  та  $M_z$ .

Функція витрат сталі на половину балки має вигляд:

$$m_{\sigma} = \rho_{cm} \left\{ t_{\omega} \left[ \left( h - 2t_f \right) \left( \frac{L}{2} - X \right) + X \left( \frac{h + h_1}{2} - 2t_f \right) \right] + b_f t_f \left[ L - X + \sqrt{X^2 + (h - h_1)^2} \right] \right\}, \quad (24)$$

де  $\rho_{ст}$  – питома вага сталі.

Задача була розв'язана за допомогою комп'ютерної програми MathCAD при контрольних вихідних даних. Побудований графік залежності  $m_{\sigma}$  від  $h$ , який має чітко виражений мінімум. Його загальний вигляд наведений на рис.2.

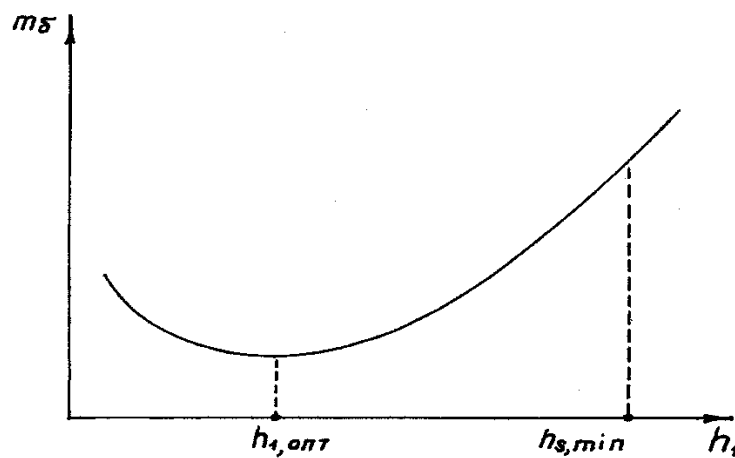


Рисунок 2. Загальний вигляд графіку залежності  $m_{\sigma}$  від  $h$

Якщо значення  $h_1$ , що відповідає цьому мінімуму ( $h_{1,опт}$ ) менше за мінімальну висоту балки з умови міцності на зріз (див. формулу (2)),

$$h_{s,min} = \frac{nQ_{max}}{R_s \gamma_c t_{\omega}}, \quad (25)$$

то, як видно з графіка, мінімальним витратам сталі відповідає  $h_1 = h_{s,min}$  (приймати  $h_1 < h_{s,min}$  не можна). У протилежному випадку мінімальним витратам сталі відповідає  $h_1 = h_{1,опт}$ .

Ефективність зменшення висоти балки на ділянках біля опор тим більша, чим менше  $h_{s,min}$  порівняно з  $h$ , тобто чим менше відношення

$$k = \frac{h_{s,min}}{h}. \quad (26)$$

У цьому випадку графік функції несучої здатності балки  $M_{uz}$  буде розташований ближче до епюри згинальних моментів від розрахункового навантаження  $M_z$  (див. рис 1), що відповідає меншим витратам сталі.

З'ясуємо, при яких параметрах балки коефіцієнт “К” є відносно невеликий. У відповідності з традиційним підходом висоту балки посередині прольоту знаходять виходячи з мінімуму витрат сталі по формулі [3]

$$h = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \lambda_{\omega} W_{номп}}, \quad (27)$$

де  $\lambda_{\omega}$  - задана постійна гнучкість стінки;

$W_{потр}$  – потрібний момент опору з умови міцності за нормальними напруженнями;

$$W_{номп} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{qL^2}{8R_y \gamma_c}, \quad (28)$$

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8}. \quad (29)$$

З формул (27) та (28) отримаємо

$$h = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \lambda_{\omega} \frac{qL^2}{8R_y \gamma_c}}. \quad (30)$$

З урахуванням того, що

$$Q_{\max} = \frac{qL}{2} \text{ та } t_{\omega} = \frac{h}{\lambda_{\omega}} \quad (31)$$

з формули (25) маємо

$$h_{s,\min} = \frac{nqL}{2R_s \gamma_c} \frac{\lambda_{\omega}}{h}. \quad (32)$$

Підставляємо  $h_{s,\min}$  та  $h$  у формулу (26)

$$k = \frac{h_{s,\min}}{h} = \frac{nqL}{2R_s \gamma_c} \frac{\lambda_{\omega}}{h^2} = 2n^3 \sqrt{\frac{4 q R_y^2 \lambda_{\omega}}{9 L R_s^3 \gamma_c}}. \quad (33)$$

З формули (33) видно, що чим менше лінійне навантаження  $q$  та гнучкість стінки  $\lambda_{\omega}$  та чим більше проліт  $L$ , тим  $K$  менше. Тому, зменшення висоти балки на ділянках біля опор рекомендується при відносно малих навантаженнях та гнучкостях стінки та відносно великих прольотах.

Встановлено, що чим менше  $n$ , тим менше  $K$ . Тому, опорний вузол балки рекомендується конструювати таким чином, щоб опорне ребро не приварювалось до торця (коли  $n=1.5$ ), а було заведене між полицями на деякій відстані від торця (коли  $n=1.2$ ).

### Список використаних джерел :

1. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції / Норми проектування, виготовлення і монтажу / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ, 2011. – 202с.
2. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов /Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др.; Под. общ. ред. Е.И. Беленя. 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с., ил.
3. Муханов К.К. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд. 3-е, испр. и доп. М., Стройиздат, 1978. 572 с.

УДК 624.01

## ДРІБНОЗБІРНЕ ПЕРЕКРИТТЯ ТА ЙОГО АРМУВАННЯ

*ЧЕКАНОВИЧ М.Г. - к.т.н., проф.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

За декілька останніх тисячоліть розвитку будівництва люди добре засвоїли і суттєво удосконалили метод мурування стін з каменю, цегли і невеликих блоків. Навіть піраміди Стародавнього Єгипту вірогідно складені з блоків, вже не кажучи про будівлі доісторичних часів Нубії, Месопотамії і Стародавніх Греції та Риму. Це давало змогу виконувати будь-які в плані контури стін. Виконувати пілястри, карнизи і навіть прикраси будівель. При цьому дрібноштучні елементи давали змогу виконувати все це вручну, без застосування складних і потужних механізмів та пристроїв. Технологію зведення площинних стін з дрібноштучних елементів протягом тисячоліть не вдавалося перенести на перекриття. Зводилися лише просторові арки і склепіння. Але вони займали значний простір, зменшуючи корисний об'єм будівлі і потребували кружал, опалубок, опор для їх зведення. Що не задовольняло пошуки ефективних вирішень будівельників [1-3].

Нами розроблено дрібноштучне пререкриття (Патент України №28861) , що дає змогу вирішити поставлену проблему. Перекриття складається з дрібноштучних елементів ручної ваги. Такі елементи можуть виготовлятися в заводських умовах і на спеціально обладнаному будівельному майданчику. Елементи в середній частині мають порожнину для зменшення ваги і витрат матеріалів. Зручно виготовляти такі цеглини – елементи на основі цементного в'язучого. При цьому вони можуть бути як з важкого бетону, так і легкого. Раціонально виготовляти їх композитними. В залежності від величини прольотів перекриття блоки поділені за висотою на 160 і 200 мм. Вага блоку не перевищує вісім з половиною кілограмів. Для сприйняття зусиль розтягу використана сталева арматура. В залежності від величини прольотів розроблено декілька видів форм блоків. Для малих прольотів вони прості кубоподібні, а для більших мають більш складну форму. Для універсальності перекриття різних за

окресленням опорних контурів застосовано армування перекриття в трьох напрямках. Це дає можливість тими самими блоками перекривати круглі, квадратні, прямокутні та будь-які інші опорні контури. Розглянемо детально трирядне армування перекриття (рис.1).

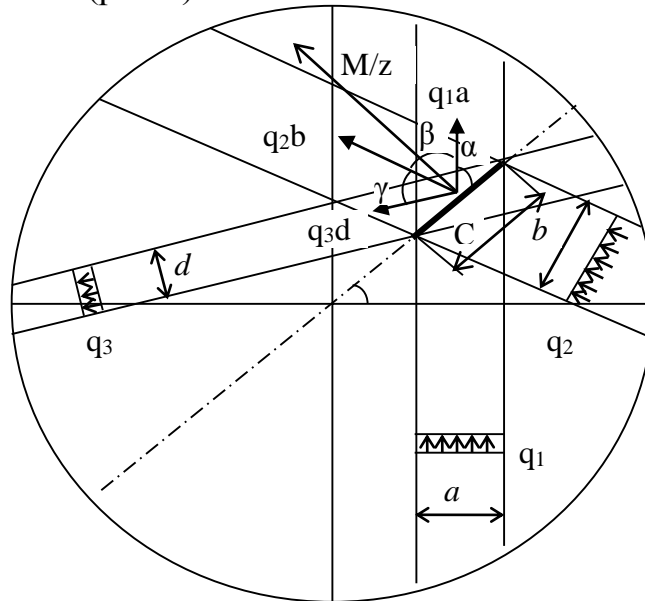


Рисунок 1. Схема зусиль за трьома напрямками армування

Визначимо площу перерізу арматури на одиницю довжини кожного з трьох напрямків. Для цього виділимо довільний відрізок довжиною  $C$ , рівною одиниці, і знайдемо проєкції його на кожний напрямок армування:

$$\begin{aligned} a &= C \sin \alpha; \\ b &= C \sin(\alpha + \beta); \\ d &= C \sin(180 - \alpha - \beta - \gamma), \text{ або } d = C \sin(\alpha + \beta + \gamma) \end{aligned} \quad (1)$$

визначимо розподілені навантаження:

$$q_i = \frac{R_{si} A_{si}}{s_i} \quad (2)$$

Тут  $i$  – відповідний номер одного з трьох напрямків;  $R_{si}$ ,  $A_{si}$  - опір і площа арматурних стрижнів, а  $s_i$  - крок розташування стрижнів

Знайдемо результуючі сили для кожного розподіленого навантаження від арматури:  $q_1 a$ ,  $q_2 b$ ,  $q_3 d$  і спроекуємо їх на нормаль до відрізка  $C$ . В результаті одержимо:  $q_1 a \sin \alpha$ ,  $q_2 b \sin(\alpha + \beta)$ ,  $q_3 d \sin(\alpha + \beta + \gamma)$ . Підставимо значення  $a$ ,  $b$ ,  $d$ , визначені вище, і, врахувавши, що  $C=1$  одержимо:  $q_1 \sin^2 \alpha$ ,  $q_2 \sin^2(\alpha + \beta)$ ,  $q_3 \sin^2(\alpha + \beta + \gamma)$ . Позначивши площу арматури, що припадає на одиницю довжини кожного напрямку, через  $F_{si}$ , тобто  $F_{si} = A_{si}/s_i$ , і прирівнявши внутрішні зусилля до зовнішнього зусилля  $M/z$ , одержимо:

$$\frac{M_i}{z} = R_{s1} \sin \alpha F_{s1} \sin \alpha + R_{s2} \sin(\alpha + \beta) F_{s2} \sin(\alpha + \beta) + R_{s3} \sin(\alpha + \beta + \gamma) F_{s3} \sin(\alpha + \beta + \gamma)$$

або

$$\frac{M_i}{z} = R_{s1} F_{s1} \sin^2 \alpha + R_{s2} F_{s2} \sin^2(\alpha + \beta) + R_{s3} F_{s3} \sin^2(\alpha + \beta + \gamma) \quad (3)$$

Якщо площа арматури  $F_s$  і її клас однакові за трьома напрямками, то вираз (3) можна спростити:

$$\frac{M_i}{z} = R_{s1} F_{s1} (\sin^2 \alpha + \sin^2(\alpha + \beta) + \sin^2(\alpha + \beta + \gamma)), \quad (4)$$

де  $z$  – плече внутрішньої пари.

Розглянемо поширений випадок, коли кут між всіма напрямками армування однаковий і складає  $60^\circ$ . Тоді

$$\frac{M_i}{z} = R_{s1} F_{s1} (\sin^2 \alpha + \sin^2(\alpha + 60) + \sin^2(60 - \alpha)) \quad (5)$$

Звідси необхідна площа арматури за кожним з трьох напрямків, незалежно від величини  $\alpha$ , складе:

$$F_s = \frac{M_i}{1.5 R_s z} \quad (6)$$

Тут індекс напрямку виключений з формули, так як армування прийняте однаковим. Так для круглих плит, де розглядаються тангенційно і радіально направлені одиничні перерізи, момент в будь-якій точці плити сприймається арматурними стрижнями усіх трьох напрямків. Сумарна площа арматури на всю плиту (витрати сталі) практично однакові для трирядного й традиційного дворядного армування [1].

Розглянемо випадок, коли напрямки армування зв'язані між собою за правилом рівнобедреного трикутника, де лише два кути рівні між собою (рис.2).

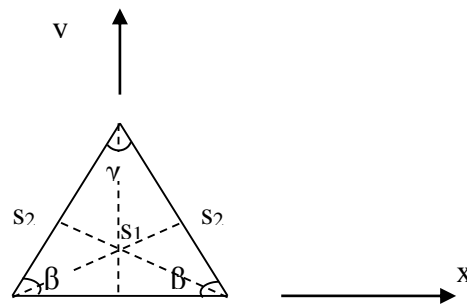


Рисунок 2. Схема напрямків розташування арматури

Тут  $\gamma = 180 - 2\beta$ . Тоді вираз (3) набуде вигляду:

$$\frac{M_i}{z} = R_{s1} F_{s1} \sin^2 \alpha + R_{s2} F_{s2} \sin^2(\alpha + \beta) + R_{s3} F_{s3} \sin^2(\alpha - \beta + 180),$$

або

$$\frac{M_i}{z} = R_{s1} F_{s1} \sin^2 \alpha + R_{s2} F_{s2} \sin^2(\alpha + \beta) + R_{s3} F_{s3} \sin^2(\beta - \alpha)$$

Визначимо цю залежність для випадку прямокутної плити, де один

розрахунковий момент діє вздовж основи трикутника, а інший – перпендикулярно до неї. В першому випадку кут  $\alpha = 0$ , а в другому -  $\alpha = 90^\circ$ .

$$\frac{M_x}{z_x} = R_{s1}F_{s1} + (R_{s2}F_{s2} + R_{s3}F_{s3})\cos^2(\beta),$$

або

$$\frac{M_y}{z_y} = (R_{s2}F_{s2} + R_{s3}F_{s3})\sin^2(\beta) \quad (8)$$

Якщо прийнемо клас арматури однаковий, а площі  $F_{s2}$  і  $F_{s3}$  рівні, тоді матимемо:

$$\frac{M_x}{z_x} = R_s(F_{s1} + 2F_{s2}\cos^2\beta),$$

і

$$\frac{M_y}{z_y} = 2R_sF_{s2}\sin^2\beta \quad (9)$$

В першому виразі враховані зусилля арматури для похилих стрижнів двох напрямків з одним знаком (рис.2).

Якщо прийняти, що  $F_{s1} = F_{s2}$  і прирівняти вирази (9) за  $R_s$   $F_s$ , то одержимо:

$$\frac{M_x}{M_y} \frac{z_y}{z_x} = \frac{1 + 2\cos^2\beta}{2\sin^2\beta} \quad (10)$$

Коли тут кут  $\beta$  рівний  $60^\circ$ , то

$$M_x z_y = M_y z_x$$

В цих рівняннях крок горизонтальної арматури  $s_1$  рівний висоті наведеного трикутника, а для похилих стрижнів крок однаковий:  $s_2 = s_3$  і рівний іншій висоті трикутника ( рис. 2).

Для прямокутної плити, вільно обпертої за контуром, поперечний  $M_x$  і поздовжній  $M_y$  моменти визначаються за формулами [2]:

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{8} \nu_x \quad (11)$$

$$M_y = \frac{q_y l_y^2}{8} \nu_y, \quad (12)$$

де

$$q_x = q \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \quad (13)$$

$$q_y = q \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad (14)$$

Визначимо співвідношення:

$$\frac{M_x}{M_y} = \frac{q_x l_x^2}{q_y l_y^2} = \frac{q l_y^4 l_x^2}{q l_x^4 l_y^2} = \frac{l_y^2}{l_x^2} \quad (15)$$

Підставимо в формулу (10)

$$\frac{l_y}{l_x} \frac{z_y}{z_x} = \frac{1 + 2 \cos^2 \beta}{2 \sin^2 \beta} = f(\beta) \quad (16)$$

Побудуємо залежність між кутом при основі трикутника і співвідношенням довгої  $l_y$  і короткої  $l_x$  сторін плити (рис. 3). При цьому вважатимемо, що  $z_y = z_x$ .

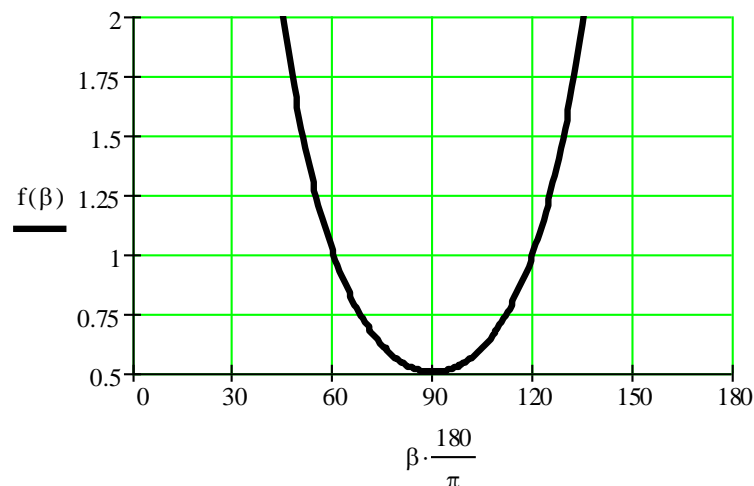


Рисунок 3. Залежність між напрямками розташування арматури і співвідношеннями розмірів прямокутної плити

Як впливає з графіка, побудованого в межах допустимого співвідношення довгої і короткої сторін прямокутної плити, розташування напрямків раціонального армування плити в трьох напрямках знаходиться в межах кутів від  $45^\circ$  до  $60^\circ$  градусів. При  $60^\circ$  градусах раціональна плита квадратна в плані.

Таким чином, одержано вирішення для визначення раціонального армування плит з розташуванням арматури у трьох напрямках. Для прямокутних плит кут між напрямками розташування арматури рекомендується витримувати  $45 - 60$  градусів. Застосування розглянутого розрахункового апарату сприятиме удосконаленню армування дрібнозбірного перекриття.



### Список використаних джерел:

1. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. -Киев, «Будівельник», 1972.- С.543-545.
2. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции. -Москва, Стройиздат, 1959.- С. 399-443.
3. Гольшев А.Б. Бачинский В.Я., Полищук В.П., Харченко А.В., Руденко И.В. Проектирование железобетонных конструкций – К.: «Будівельник», 1990. - 544с.

УДК 624.01

## ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ

*Чеканович М.Г., к.т.н, проф., Романенко С.М., ст. викладач, Андрієвська Я.П. аспірант. Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

У статті розглянуто зовнішнє підсилення залізобетонних балок. Запропоновано підхід для раціонального вибору способу підсилення.

Після тривалої експлуатації значна частина будівель і споруд в Україні потребує підсилення, удосконалення та модернізації. Це пояснюється збільшенням фізичного навантаження на них, зміною нормативних вимог щодо навантажень і впливів, наприклад, снігового навантаження, пошкодженнями через різні впливи протягом тривалого часу експлуатації, збільшенням корисного навантаження, що може призводити до передчасного утворення тріщин та недопустимого їх розкриття. Як наслідок можемо мати недостатню несучу здатність і жорсткість. У більшості випадків доцільним з економічної точки зору є підсилення конструкції будівель та споруд.

Відомим методом збільшення несучої здатності елементів на дію згинальних моментів є застосування горизонтальних попередньо напружених зтяжок, розташованих вдовж нижньої фібри згинаного елемента. Зтяжка дозволяє створити достатній обтиск балки. Попередньо напружені зтяжки традиційно бувають трьох видів: горизонтальні, шпренгельні та комбіновані [1-4]. Зовнішню арматуру у вигляді горизонтальної зтяжки застосовують в основному для сприйняття згинальних моментів та збільшення, відповідно, несучої здатності конструкції. При підсиленні шпренгельними і комбінованими зтяжками, окрім вище наведених зусиль, на елемент діють додаткові розвантажуючі зусилля в місцях перегинів тяжів, які взаємодіють з балкою. Згинані елементи залізобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням у вигляді зтяжки перетворюються на позацентрово стиснуті, змінюючи одночасно свою початкову конструктивну схему. Науковою та конструкторсько-технологічною основою застосування таких напружених конструкцій у будівництві є дослідження Г.І. Бердичівського, А.А. Гвоздева,

А.Б. Голишева, Ф. Леонгардта, Е.Г. Ратца, Е. Фрейсіне, В.В. Михайлова, А.Л. Шагіна, Є.М. Бабіча, А.М. Бамбури, Н.М. Онуфрієва, Ф.Є. Клименко, В.Г. Кваші, Л.Н. Фомиці та ін. У роботах запропоновані і досліджені ефективні способи підсилення, попереднього напруження залізобетонних конструкцій. Проведений аналіз існуючих досліджень показує, що до ефективних методів підсилення конструкцій є спосіб локального попереднього напруження [5], що дозволяє виконувати попереднє напруження в будівельних умовах як для збірних так і для монолітних залізобетонних згинаних елементів. Відомі також конструкції балок, що містять залізобетонне тіло і зтяжку, закріплену по кінцях на балці, взаємодіючу посередині з натяжним елементом, що обпирається на нижню грань балки, і поперечну арматуру, розташовану у приопорних зонах балки [6]. При цьому залізобетонна балка має невисоку міцність, жорсткість і тріщиностійкість; потребує значного попереднього напруження зовнішньої арматури, що може викликати утворення тріщин в її тілі, неефективно працює при навантаженні через неможливість саморегулювання напружень. Відомі регульовано-обтиснені залізобетонні балки, що містять залізобетонне тіло і зтяжку, закріплену по кінцях на балці і взаємодіючу посередині з натяжним елементом, що обпирається на нижню грань балки і поперечну зовнішню арматуру, взаємодіючу у приопорних зонах балки з верхньою і нижньою її гранями, а в середній частині взаємодіючу з зтяжкою [7]. До недоліків можна віднести значну масу і матеріаломісткість системи зовнішнього підсилення, так як її елементи в приопорних зонах працюють на згин і потребують високої жорсткості; складність і недостатню надійність системи підсилення через складну шарнірну поворотну систему; неможливість саморегулювання напружень системою підсилення з простими і надійними нерухомими з'єднаннями гнучких елементів при зовнішньому навантаженні балки, що прискорює знос системи підсилення; значні габарити підсиленої балки через розташування натяжного елемента під нижньою гранню балки посередині прольоту і через розміщення елементів підсилення на торцях балки, що потребує забезпечення невинуватих зазорів навколо балки і утруднює використання її для практики. Завданням роботи є створення саморегульованих, простих і надійних, жорстких, тріщиностійких і міцних конструкцій балок, що ефективно підсилюються при дії на них зовнішнього навантаження шляхом раціонального перерозподілу напружень між стисненою та розтягнутою зонами при зменшенні габаритів, а саме робочої висоти підсиленої конструкції, звільнення торців балкових конструкцій від елементів систем підсилення, заміни важких і матеріаломістких елементів системи підсилення в приопорних зонах, що працюють на згин на легкі гнучкі елементи, що працюють на розтяг.

Запропоноване конструктивне рішення регульовано-напруженої балки, яка містить залізобетонне тіло і зтяжку, закріплену по кінцях на балці, взаємодіючу посередині з натяжним елементом, що обпирається на нижню грань балки, і поперечну зовнішню арматуру, взаємодіючу у приопорних зонах балки з верхньою і нижньою її гранями, а в середній частині взаємодіючу з зтяжкою. Поперечна арматура розтягнута, гнучка і розташована дзеркально

симетрично в приопорних зонах балки з нахилом поздовжньої осі балки. Поперечна арматура балки, закріплена одним кінцем на верхній грані балки ближче до її середини з обмеженням зміщення до середини, а іншим кінцем на нижній грані балки ближче до її опор з обмеженням зміщення до опор і з можливістю поздовжнього розтягу верхньої грані балки і обтиску нижньої її грані та поперечного стиску приопорних зон. В середній частині поперечна арматура взаємодіє з затяжкою.

Під зовнішнім навантаженням балка деформується і натяжний елемент відхиляє затяжку донизу на величину максимального прогину у двох точках. Суттєво зростає зусилля розтягу в затяжці, яка стягує до середини зовнішню поперечну арматуру підсилення, закріплену на верхній і нижній фібрах балки в її приопорних зонах. Поперечна арматура розтягується. Через похиле розташування зовнішньої поперечної арматури з обов'язковим збереженням гострого кута до верхньої грані балки, їй надається умовно парадоксальне зусилля розтягу верхній стисненій грані балки, що розвантажує і зміцнює стиснену зону балки. Зміна напрямку дії сили від затяжки на стиск балки виконана за рахунок локального обтиску балки поперечною похилою арматурою. Через це сила натягу нижньої ділянки поперечної зовнішньої арматури значно більша, ніж верхньої. В результаті обтиск нижньої розтягнутої зони балки значно вищий, ніж розтяг верхньої стиснутої зони, що значною мірою компенсує низьку міцність бетону на розтяг. Взаємозв'язок поздовжньої арматури - затяжки і поперечної арматури забезпечує саморегулювання напружень, а застосування натяжного елемента сприяє більш чутливому реагуванню системи підсилення на зміну зовнішнього навантаження. Застосування розтягнутих елементів в системі підсилення суттєво знижує її матеріаломісткість і підвищує надійність як самої системи підсилення, так і балки в цілому. Для раціонального проектування підсилення запропонована розрахункова схема щодо розгляду схем підсилення балки з варіюванням величини сил  $P_i$ ,  $\tilde{P}_i$  та кутом нахилу їх розташування  $\alpha_i$  до балки.

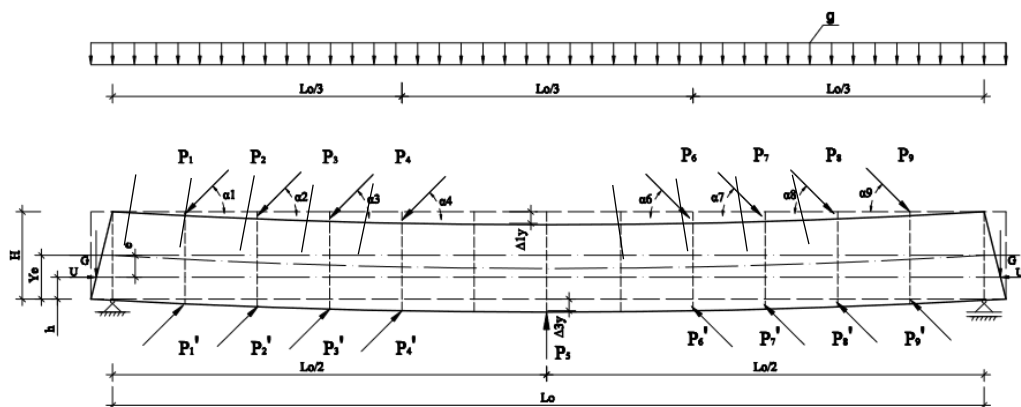


Рис.1. Розрахункова схема підсилення балки з варіюванням величини сил  $P_i$ ,  $\tilde{P}_i$  і кута їх прикладання.

Після обробки математичної моделі були розроблені прикладні схеми підсилення залізобетонної балки з використанням тяжів та затяжки [7] наведені

на рис.2 та на рис.3

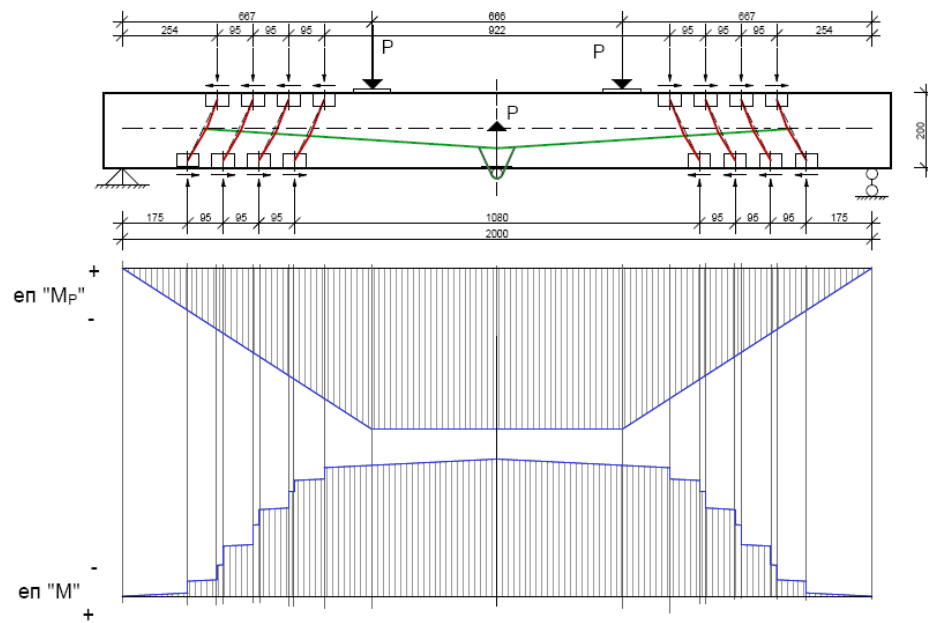


Рис.2. – Регульовано напружена залізобетонна балка (варіант №1)

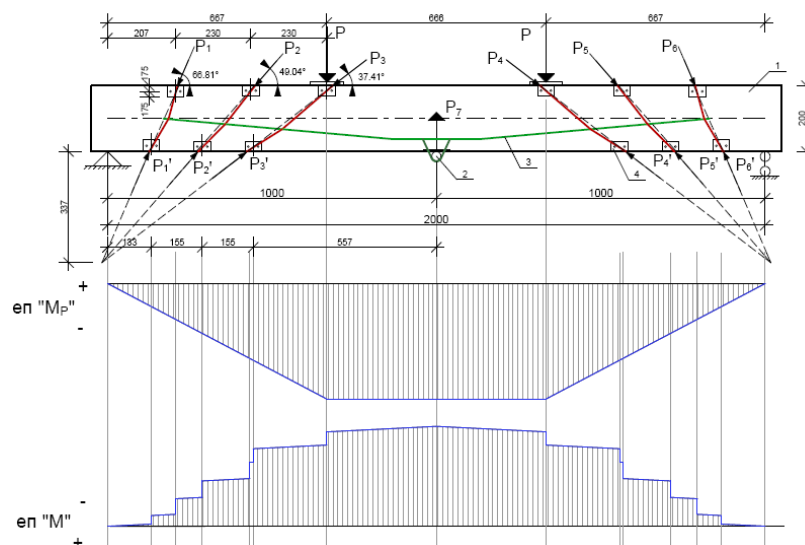


Рис.3. – Регульовано напружена залізобетонна балка (варіант №2): 1 – залізобетонна балка; 2 – коток; 3 – напружена арматура; 4 – закладні деталі у вигляді пластин

Оптимізація параметрів сил підсилення дозволяє раціонально вибрати схему підсилення в залежності від характеру і величини зовнішнього навантаження. Складена програма розрахунку і визначені параметри схеми підсилення. Алгоритм розрахунку передбачає одночасне настання рівноваги всіх перерізів балки. Рівняння рівноваги мають наступний вигляд:

$$\sum_{c=1}^z N_c - \int_A \sigma_c \cdot dA + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \cdot A_{si} = 0 \quad (1)$$

$$\sum_{c=1}^6 M_c - \int_A \sigma_c \cdot h \cdot dA - \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \cdot h_{si} \cdot A_{si} = 0 \quad (2)$$

де:  $\sigma_c$  – нормальні напруження на елементарній площині  $dA$  перерізу, що розташована на відстані  $h$  від нейтральної лінії;  $\sigma_{si}$ ,  $h_{si}$ ,  $A_{si}$  – нормальні напруження, площа та відстань до нейтральної лінії  $i$ -го арматурного стрижня;  $\sum_{c=1}^2 N_c$ ,  $\sum_{c=1}^6 M_c$  – сумарні поздовжня сила та моменти від дії зовнішнього навантаження. Після проведення чисельних розрахунків встановлено, що можна вважати раціональним систему наведених вище сил підсилення, які максимально ефективно забезпечують протидію зовнішньому навантаженню. За своїм виглядом епюри моментів, поперечних сил від дії підсилюючих елементів на балку повинні повторювати або бути близькими за окресленням до відповідних епюр від зовнішнього навантаження. За цим принципом нами розроблені схеми підсилення.

Висновки. Застосування запропонованих конструкцій підсилення з регульованим натягом зовнішньою системою саморегульованих затяжки і зовнішньої поперечної арматури ефективно зміцнює балку, знижує деформативність системи в процесі експлуатаційного навантаження, звільняє торці балки від елементів підсилення, спрощує конструкцію і підвищує надійність роботи при високій жорсткості, тріщиностійкості і міцності, зменшує матеріаломісткість та забезпечує високу ефективність використання фізико-механічних характеристик матеріалів за рахунок роботи всіх елементів підсилення на розтяг.

### Список використаних джерел

1. Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений.- К.:Логос, 2001.- 172с.
2. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий / Е.А. Рабинович, Ю.Д. Кузнецов, Н.П. Рунцо (и др.) // . – Москва: Стройиздат, 1992. – 265 с.
3. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – Ленинград, 1965.-342 с.
4. Чеканович М.Г. Дослідження роботи конструкції підсилення залізобетонних балок виконаної у вигляді взаємопов'язаних затяжки та розтяжки/ М.Г. Чеканович, О.М. Чеканович// Ресурсоекономні матеріали, конструкції та споруди: зб. наук. праць, вип. 20-Рівне,2010.
5. Шагин, А.Л. Локальное предварительное напряжение железобетонных и сталежелезобетонных конструкций / А.Л. Шагин // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона. Наука, технологии, производство: сб.тр. – М.: МИКХиС,2009. – С. 107 – 116.
6. Клименко Є.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник/ Є.В. Клименко. - К.: Центр навчальної літератури, 2004. - С. 171

7. Патент України № 87047 С2, МПК Е04С3/00. Регульовано-обтиснена залізобетонна балка/ - а200710856; заявл. 01.10.2007; опубл. 10.06.2009, Бюл. № 11.

8. Патент України № 109762 С2, МПК Е04С3/20. Нерозрізна балка/ - а201413920; заявл. 25.12.2014; опубл. 25.09.2015, Бюл. № 18.

УДК 624.01

## ТЕНЗОР НАПРУГ І ГУСТИН ЕНТРОПІЇ

*Чеканович М.Г., к.т.н., проф.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Математичну модель роботи бетону під навантаженням можна представити у вигляді степеневого поліному [1-3, 5, 6]. Перший член поліному, як правило, описує пружну роботу бетону і пов'язаний з модулем пружності матеріалу. Інші члени враховують пластичну і псевдо пластичну роботу бетону. Значення коефіцієнтів поліному визначають на основі експериментальних даних. На сьогодні така модель роботи бетону потребує теоретичного обґрунтування і врахування тривісного навантаження та температурного впливу. Для цього слід одержати залежності тензора напружень і густини ентропії при дії сил і температури на бетон в конструкції і дати теоретичне пояснення щодо представлення моделі бетону степеневим рядом.

Розглянемо бетон як нелінійне термопружне середовище [4]. Для такого середовища значення вільної енергії Гельмгольца  $F$  залежить від тензора деформацій  $e_{ij}$  і температури  $T$ . В цілому цей термодинамічний потенціал визначається різницею внутрішньої енергії ( $U$ ) та добутком термодинамічної температури ( $T$ ) і ентропії ( $s$ ).

$$F = U - Ts \quad (1)$$

Робота системи в урівноваженому ізотермічному процесі рівна зменшенню енергії Гельмгольца. Самочинно такий ізотермічний процес направлений на зменшення енергії Гельмгольца.

Нехай в початковому стані бетонного середовища, віддаленому від зон фазових переходів і порушень суцільності

$$\varepsilon_{ij,T} = 0; \quad T = T_0; \quad F(0,T) = 0; \quad \sigma_{ij}(0,T_0) = 0; \quad S(0,T_0) = 0 \quad (2)$$

В околиці точки фазового простору  $e_{ij} = 0; T=T_0$  густину вільної енергії Гельмгольца можна розкласти в ряд Тейлора для функції двох змінних

$$\begin{aligned}
F(\varepsilon_{ij}, T) = & \frac{1}{2} \left( \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} + 2 \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij}} \varepsilon_{ij} \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial T} (T - T_0) + \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial T^2} (T - T_0)^2 \right) + \\
& + \frac{1}{6} \left( \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + 3 \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial T} (T - T_0) + \right. \\
& \left. + 3 \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij}} \varepsilon_{ij} \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial T^2} (T - T_0)^2 + \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial T^3} (T - T_0)^3 \right) + \\
& + \frac{1}{24} \left( \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn} \partial \varepsilon_{rs}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \varepsilon_{rs} + 4 \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial T} (T - T_0) + \right. \\
& \left. + 6 \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial T^2} (T - T_0)^2 + \right. \\
& \left. + 4 \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij}} \varepsilon_{ij} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial T^3} (T - T_0)^3 + \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial T^4} (T - T_0)^4 \right)
\end{aligned} \tag{3}$$

В залежності (3) зробимо такі позначення:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} &= A_{ijkl}; \quad \frac{1}{2} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn}} = B_{ijklmn}; \quad \frac{1}{6} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn} \partial \varepsilon_{rs}} = C_{jklmnr}; \\
\frac{\partial F^2(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial T} &= \gamma_{ijT}; \quad \frac{1}{2} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial T} = \gamma_{ijklT}; \quad \frac{1}{2} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial T^2} = \gamma_{ijTT}; \\
\frac{1}{6} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn} \partial T} &= \gamma_{ijklmnT}; \quad \frac{1}{4} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial T^2} = \gamma_{ijklTT}; \quad \frac{1}{6} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial T^3} = \gamma_{ijTTT}; \\
\frac{1}{2} \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial T^2} (T - T_0)^2 &+ \frac{1}{6} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial T^3} (T - T_0)^3 + \frac{1}{24} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial T^4} (T - T_0)^4 = F_0(T - T_0)
\end{aligned} \tag{4}$$

В результаті одержимо:

$$\begin{aligned}
F_0(\varepsilon_{ij}, T) = & \frac{1}{2} A_{ijkl} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} + \frac{1}{3} B_{ijklmn} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + \frac{1}{4} C_{jklmnr} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \varepsilon_{rs} + \\
& + \gamma_{ijT} \varepsilon_{ij} (T - T_0) + \gamma_{ijklT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} (T - T_0) + \gamma_{ijTT} \varepsilon_{ij} (T - T_0)^2 + \\
& + \gamma_{ijklmnT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} (T - T_0) + \gamma_{ijklTT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} (T - T_0)^2 + \gamma_{ijTTT} \varepsilon_{ij} (T - T_0)^3 + \\
& + F_0(T - T_0)
\end{aligned} \tag{5}$$

З рівняння (4) за формулами:

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial F(\varepsilon_{ij}, T)}{\partial \varepsilon_{ij}} \tag{6}$$

$$S = - \frac{\partial F(\varepsilon_{ij}, T)}{\partial T} \tag{7}$$

визначимо тензор напруг:

$$\begin{aligned}
\sigma_{ij} = & A_{ijkl} \varepsilon_{kl} + B_{ijklmn} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + C_{jklmnr} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \varepsilon_{rs} + \\
& + \gamma_{ijT} (T - T_0) + 2\gamma_{ijklT} \varepsilon_{kl} (T - T_0) + \gamma_{ijTT} (T - T_0)^2 + \\
& + 3\gamma_{ijklmnT} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} (T - T_0) + \gamma_{ijklTT} \varepsilon_{kl} (T - T_0)^2 + \gamma_{ijTTT} (T - T_0)^3
\end{aligned} \tag{8}$$

і густину ентропії:

$$S = - \left( \begin{aligned} & \gamma_{ijT} \varepsilon_{ij} + \gamma_{ijklT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} + 2\gamma_{ijTT} \varepsilon_{ij} (T - T_0) + \\ & + \gamma_{ijklmnT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + 2\gamma_{ijklTT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} (T - T_0) + 3\gamma_{ijTTT} \varepsilon_{ij} (T - T_0)^2 + \\ & + \frac{F_0 (T - T_0)}{\delta T} \end{aligned} \right) \quad (9)$$

У випадку постійної температури ( $T=T_0$ ) одержимо рівняння для анізотропного нелінійного пружного середовища у такому вигляді:

$$\sigma_{ij} = A_{ijkl} \varepsilon_{kl} + B_{ijklmn} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + C_{ijklmnr} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \varepsilon_{rs} \quad (10)$$

Тут  $A_{ijkl}$ ,  $B_{ijklmn}$  і  $C_{ijklmnr}$  - коефіцієнти пружності

При осьовому ізотермічному навантаженні рівняння (10) спрощується:

$$\sigma_{11} = A_{11} \varepsilon_{11} + B_{11} \varepsilon_{11} \varepsilon_{11} + C_{11} \varepsilon_{11} \varepsilon_{11} \varepsilon_{11} \quad (11)$$

або

$$\sigma = A\varepsilon + B\varepsilon^2 + C\varepsilon^3 \quad (12)$$

Останнє рівняння за формою співпадає з поліномом моделі бетону, що традиційно використовується в уточнених розрахунках залізобетонних конструкцій [2,3].

Виходячи з енергетичних принципів обґрунтована модель бетону на основі степеневого поліному третього порядку і одержане узагальнене вирішення для тензора напруг і густини ентропії за умов тривісного навантаження та температурного впливу.

### Список використаних джерел

1. Бабич Є.М., Савицький В.В. Дослідження деформування бетону при одноразовому та повторному розтяганні / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди –Рівне: РДТУ, вип. 7., 2001. – С. 95 - 104.
2. Бамбура А.Н., Бачинский В.Я., Журавлева Р.В., Пешкова И.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона – К.: НИИСК, 1987. - 24 с.
3. Різак В.В., Бабич В.І. Кочкаръов Розрахунок звичайних і попередньо напружених згинальних елементів на утворення тріщин деформаційним методом /Бетон и железобетон в Украине – Полтава, №4, 2004.- С.2-6.
4. Лурье А.И. Нелинейная теория упругости. М.: Наука, 1980, С. 19 – 95.
5. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона – М.: Стройиздат, 1996.-411 с.
6. Чеканович М.Г. Інтерпретація повної діаграми стиску та критерій міцності важкого бетону / Вісник Сумського національного аграрного університету, Вип. 7.-Суми: СДАУ, 2002. - С. 77 – 84.



УДК 624.01

## НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПІДСИЛЕНИХ ЗОВНІШНЬОЮ АРМАТУРОЮ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

*Чеканович М.Г., к.т.н, проф., Романенко С.М., ст. викладач, Андрієвська Я.П. аспірант. Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Оскільки серед будівельних конструкцій, які використовуються при зведенні промислових та цивільних будівель і споруд, переважають залізобетонні конструкції, то актуальне значення має їх ефективна робота і удосконалення підсилення таких конструкцій.

Внаслідок зміни навантажень або втрати несучої здатності будівельні конструкції потребують підсилення, яке забезпечить достатню роботоздатність в умовах нормальної експлуатації та надійність.

Відомим методом збільшення несучої здатності елементів на дію згинальних моментів є застосування горизонтальних, шпренгельних та комбінованих попередньо напружених зтяжок, розташованих вдовж нижньої фібри згинаного елемента [1-4]. Зовнішню арматуру у вигляді горизонтальної зтяжки застосовують в основному для сприйняття згинальних моментів та збільшення, відповідно, несучої здатності конструкції. При підсиленні шпренгельними і комбінованими зтяжками, окрім вище наведених зусиль, на елемент діють додаткові розвантажуючі зусилля в місцях перегинів тяжів, які взаємодіють з балкою. Згинані елементи залізобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням у вигляді зтяжки перетворюються на позацентрово стиснуті, змінюючи одночасно свою початкову конструктивну схему. Науковою та конструкторсько-технологічною основою застосування таких напружених конструкцій у будівництві є дослідження вітчизняних та зарубіжних авторів: Г.І. Бердичівського, А.А. Гвоздева, А.Б. Голишева, Ф. Леонгардта, Е.Г. Ратца, Е. Фрейсіне, В.В. Михайлова, Є.М. Бабіча, А.М. Бамбури, Н.М. Онуфрієва, Ф.Є. Клименко, В.Г. Кваші, Л.Н. Фомиці, О.Л. Шагіна, В.О. Воблих, М.Ю. Ізбаша, Є.О. Гриневича, І.Я. Лучковського, Richard W. Plavidal, Thomas Keller, Цзян Де, Ф.С. Замалієвим та ін. У роботах запропоновані і досліджені ефективні способи підсилення, попереднього напруження залізобетонних конструкцій. Проведений аналіз існуючих досліджень показує, що до ефективних методів підсилення конструкцій відноситься спосіб локального попереднього напруження [5,6], що дозволяє виконувати попереднє напруження в будівельних умовах як для збірних так і для монолітних залізобетонних згинаних елементів.

Після розгляду багатьох схем підсилення до їх недоліків можна віднести неможливість ефективного розвантаження стиснутої зони бетону балки, що суттєво впливає на загальну і несучу здатність.

Метою є визначення експериментальним шляхом параметрів міцності та напружено - деформованого стану залізобетонних балок, підсилених новою зовнішньою системою розтягнутих елементів.

Задачі дослідження: провести експериментальні дослідження міцності та деформативності звичайних непідсиленних залізобетонних балок та балок, підсиленних поздовжньо-поперечною зовнішньою системою; проаналізувати результати, отримані після експериментальних досліджень звичайних непідсиленних залізобетонних балок та балок, підсиленних поздовжньо-поперечною зовнішньою системою; порівняти результати експериментальних досліджень; визначити ефективність підсилення залізобетонних балок поздовжньо-поперечною зовнішньою системою арматурних стрижнів.

Для експериментальних досліджень було виготовлено серію зразків залізобетонних балок. Залізобетонні балки виконані з бетону кл. С45/55 і армовані каркаси, виготовлені з арматури номінальним діаметром  $\varnothing 6$  А240С.

Було виготовлено три серії балок: БО-І, БПП-ІІ, БПС-ІІ. Кожна серія включала дві «балки-близнюки». Балки були виготовлені прямокутного перерізу 200x100 мм довжиною 2100 мм. Серія І – БО-І виготовлена без підсилення як еталонна для порівняння. Серії балок БПС і БПП були підсилені згідно патента [7]. Зовнішня система представлена двома варіантами підсилення балок БПП-ІІ та БПС-ІІ, які представлені на рис.1 і рис.2.

Запропоноване конструктивне рішення регульовано-напруженої балки, яка містить залізобетонне тіло і зтяжку, закріплену по кінцях на балці, взаємодіючу посередині з натяжним елементом, що опирається на нижню грань балки, і поперечну зовнішню арматуру, взаємодіючу у приопорних зонах балки з верхньою і нижньою її гранями, а в середній частині взаємодіючу з зтяжкою. Поперечна арматура розтягнута, гнучка і розташована дзеркально симетрично в приопорних зонах балки з нахилом поздовжньої осі балки. Поперечна арматура балки, закріплена одним кінцем на верхній грані балки ближче до її середини з обмеженням зміщення до середини, а іншим кінцем на нижній грані балки ближче до її опор з обмеженням зміщення до опор і з можливістю поздовжнього розтягу верхньої грані балки і обтиску нижньої її грані та поперечного стиску приопорних зон. В середній частині поперечна арматура взаємодіє з зтяжкою.

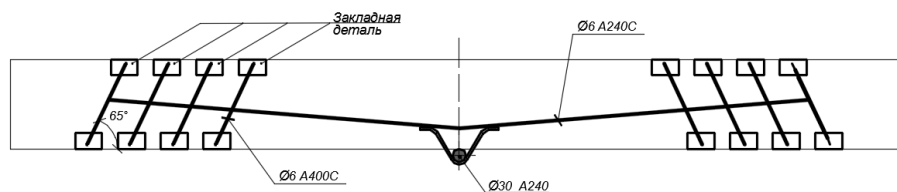


Рис. 1. Схема підсилення балки БПП-ІІ-1 поздовжньою і поперечною паралельно розташованою зовнішньою арматурою

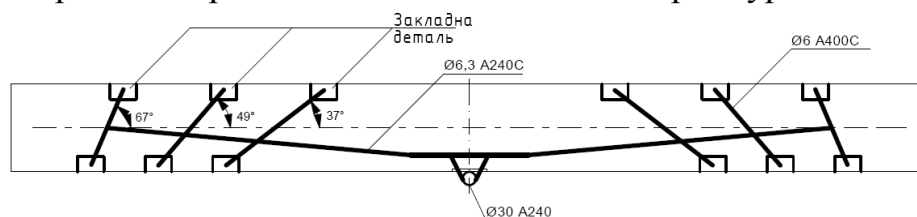


Рис. 2. Схема підсилення балки БПС-ІІ-1 поздовжньою і поперечною похило розташованою зовнішньою арматурою

Програмою досліджень передбачаємо проведення випробування звичайної та підсилених балок, як вільно обпертих по кінцях (рис 3,4 і 5). Навантаження конструкції балок здійснювалася гвинтовим домкратом. Зовнішнє навантаження розподіляється сталеву траверсою на дві зосереджені сили, які прикладені в середній частині довжини прольоту. Для визначення міцності і деформативності залізобетонних балок були проведені випробування. Схеми випробування дослідних зразків балок наведені на рис. 3,4,5.

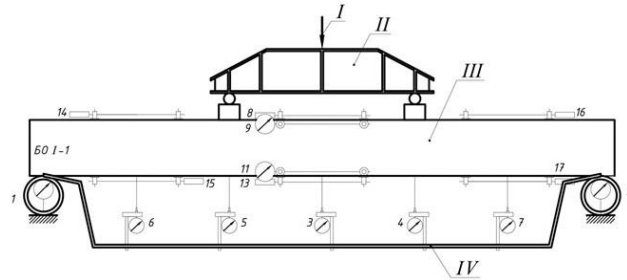


Рис. 3. Схема випробування звичайної балки серії БО-I: I – напрямок дії гвинтового домкрата; II – розподільча траверса; III – експериментальна балка; IV – рама для кріплення прогиномірів; 1, 2 – динамометри; 3-7 – прогиноміри з ціною поділки 0,01 мм для вимірювання прогинів балки; 8-17 – індикатори з ціною поділки 0,001 мм для вимірювання деформацій бетону

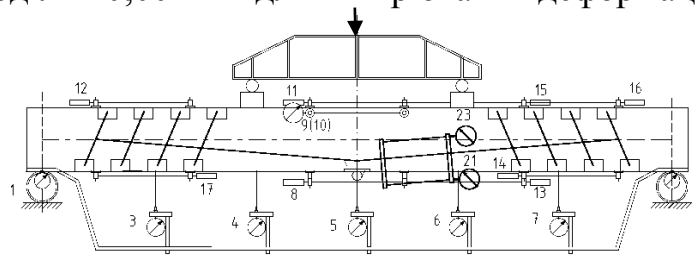


Рис. 4. Схема випробування підсиленої балки серії БПП-II: 1, 2 – динамометри; 3-7 – прогиноміри з ціною поділки 0,01 мм для вимірювання прогинів балки; 8-17 – індикатори з ціною поділки 0,001 мм для вимірювання деформацій бетону

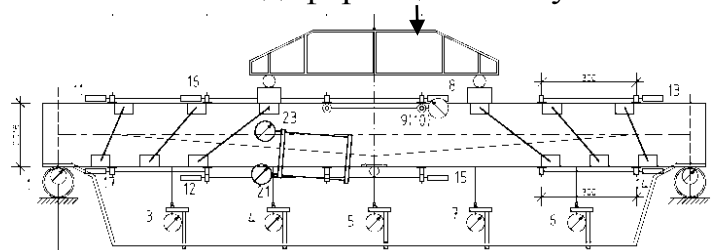


Рис. 5. Схема випробування підсиленої балки серії БПС-II: 1, 2 – динамометри; 3-7 – індикатори з ціною поділки 0,01 мм для вимірювання прогинів балки; 8-17 – індикатори з ціною поділки 0,001 мм для вимірювання деформацій бетону

Величину зовнішнього навантаження визначали за допомогою двох тараваних кільцевих динамометрів, розташованих на опорах балки.

Прогини балок фіксували за допомогою прогиномірів, прикріплених на спеціальну металеву рамку, з ціною поділки 0,01 мм. Деформації бетону вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм. Індикатори були розташовані на верхній та нижній гранях балки та на бічній поверхні на відстані 15 мм та 185 мм від верхньої грані балки.

Деформації арматури визначали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм і 0,02 мм. Протягом проведення експерименту спостерігали за тріщиноутворенням. Утворення тріщин виявляли за допомогою тензорезисторів і візуально, а ширину розкриття вимірювали за допомогою мікроскопа МПБ-3. При цьому встановили момент тріщиноутворення. Під зовнішнім навантаженням балка деформується і натяжний елемент відхиляє зтяжку донизу на величину максимального прогину. Суттєво зростає зусилля розтягу в зтяжці, яка стягує до середини зовнішню поперечну арматуру підсилення, закріплену на верхній і нижній фібрах балки в її приопорних зонах. Поперечна арматура розтягується. Взаємозв'язок поздовжньої арматури - зтяжки і поперечної арматури забезпечує саморегулювання напружень, а застосування натяжного елемента сприяє більш чутливому реагуванню системи підсилення на зміну зовнішнього навантаження.

Згідно прийнятої методики проведення експериментальних досліджень несучої здатності і деформативність звичайних еталонних залізобетонних балок та підсиленних балок досліджувався напружено-деформований стан нормальних перерізів під дією навантаження, визначалася несуча здатність та деформативність експериментальних зразків. Крім цього, відмічались характерні особливості розподілу деформацій по висоті перерізу і довжині елементів, а також інтенсивність росту прогинів. Після обробки результатів випробувань досліджень балок були побудовані діаграми залежності деформацій від згинального моменту. На рис 6,8 представлені експериментальні залежності фібрових деформацій верхньої і нижньої граней балок по середині прольотів від величини зовнішнього моменту. Залежність величини прогинів балок в результаті дії на них зовнішнього навантаження показана на рис. 7 і 9.

Для порівняння на кожному рисунку показана діаграма побудована для звичайної балки і підсиленої.

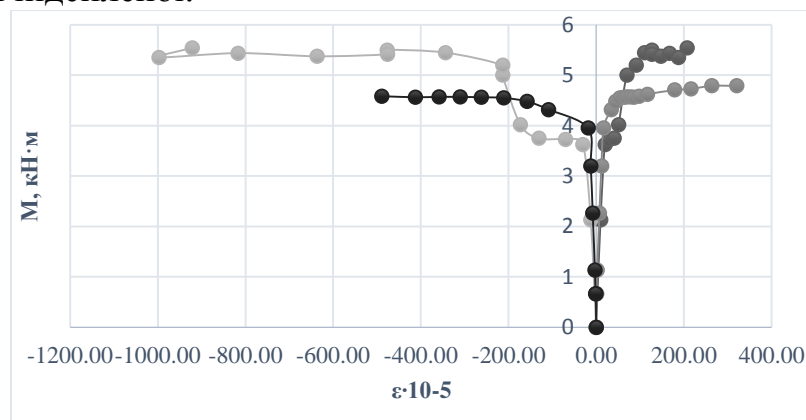


Рис. 6. Діаграми фібрових деформацій підсиленних балок серії БПП-II і звичайної балки серії БО-I

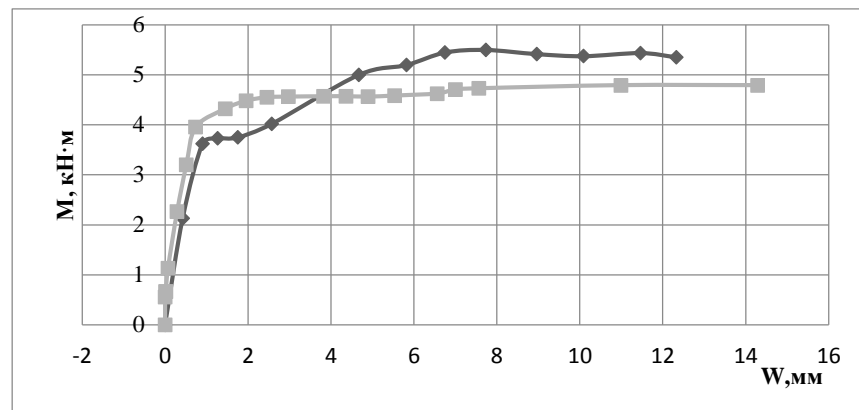


Рис. 7. Діаграми залежності прогинів від згинального моменту для балок серії БПС-II і БО-I

Основні результати випробування звичайних БО-I та підсилених балок БПС-II представлені у вигляді графіків залежності деформацій бетону та зовнішньої арматури від згинального моменту.

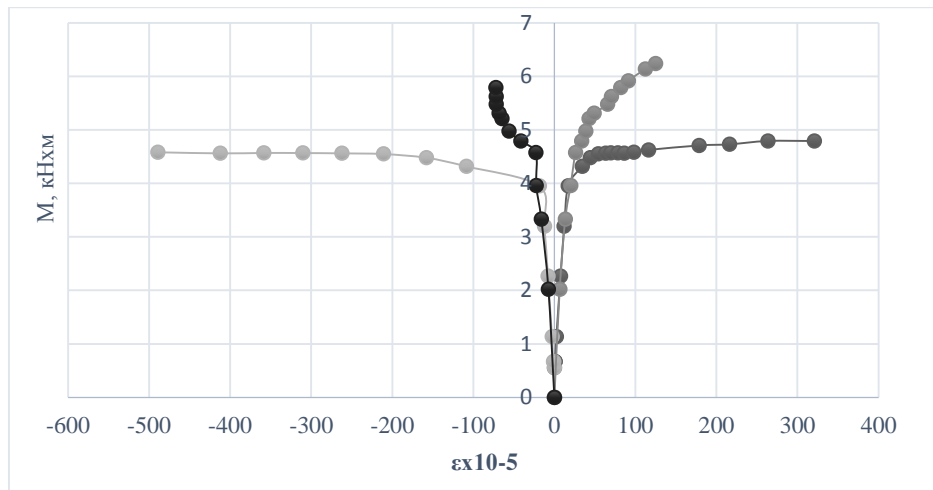


Рис. 8. Діаграми фібрових деформацій підсилених балок серії БПС-II і звичайної балки серії БО-I

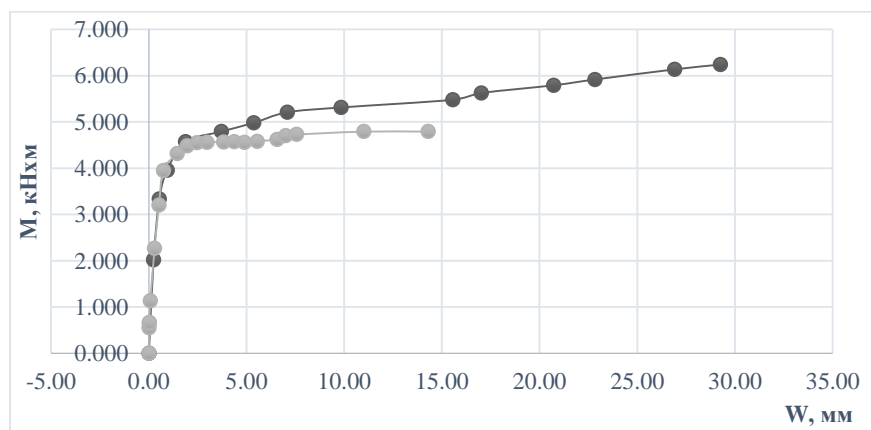


Рис. 9. Діаграми залежності прогинів від згинального моменту для балок серії БПС-II і БО-I

Аналіз результатів експериментальних даних досліджень двох варіантів системи регульованого підсилення залізобетонних балок свідчить, що дія зтяжки викликає деформації похило розташованої зовнішньої арматури, що створює розвантажуючі зусилля в верхній зоні балки і стискуючі зусилля в нижній її зоні. В результаті зростає несуча здатність підсилених балок. Таке збільшення несучої здатності склало до 24% порівняно зі звичайною балкою.

**Висновки** У роботі розглянута нова саморегульована, проста і надійна конструкція балок, що ефективно підсилюються при дії на неї зовнішнього навантаження, шляхом раціонального перерозподілу напружень між стисненою та розтягнутою зонами. Елементи системи підсилення легкі та гнучкі, так як працюють на розтяг. Після проведених випробувань було встановлено, що підсилені балки серії БПС-II витримали навантаження в 1,24 рази більше, а балки серії БПП-II витримали навантаження в 1,15 рази більше ніж звичайна балка.

### Список використаних джерел

1. Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений.- К.:Логос, 2001.- 172с.
2. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий / Е.А. Рабинович, Ю.Д. Кузнецов, Н.П. Рунцо (и др.) // . – Москва: Стройиздат, 1992. – 265 с.
3. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – Ленинград, 1965. - 342 с.
4. Чеканович М.Г. Дослідження роботи конструкції підсилення залізобетонних балок виконаної у вигляді взаємопов'язаних зтяжки та розтяжки/ М.Г. Чеканович, О.М. Чеканович// Ресурсоекономні матеріали, конструкції та споруди: зб. наук. праць, вип. 20-Рівне,2010.
5. Шагин, А.Л. Локальное предварительное напряжение железобетонных и сталежелезобетонных конструкций / А.Л. Шагин // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона. Наука, технологии, производство: сб.тр. – М.: МИКХиС,2009. – С. 107 – 116.
6. Клименко Є.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник/ Є.В. Клименко. - К.: Центр навчальної літератури, 2004. - С. 171
7. Патент № 87047 Україна, МПК E04C3/00. Регульованообтиснена залізобетонна балка/ Чеканович М.Г.; заявник і патентовласник: Чеканович М.Г - №а 200710856; заявл. 01.10.2007; опубл. 10.06.2009, Бюл. № 11.
8. Патент № 109762 Україна, МПК E04C3/00. Нерозрізна балка / Чеканович М.Г.; заявник і патентовласник: Чеканович М.Г - №а 201413920; заявл. 25.12.2014; опубл. 25.09.2015, Бюл. № 18.

УДК 624.01

## MAXIMIZATION OF THE STRUCTURE'S STRENGTH

*Chekanovych, M.G.*

*Faculty of Civil Engineering, Kherson State Agrarian University, Kherson, Ukraine*

**INTRODUCTION.** Widely applied reinforced concrete structures do not fully utilize strength properties and energy of failure resistance of concrete and steel under loads [1]. To this category belong beams working in bending and columns compressed with significant eccentricity, where a considerable and sometimes greater part of the cross section is excluded from performance before the carrying capacity is exhausted. Prestressing application increases stiffness and crack resistance, but has little effect on the strength of structures. When loads are high, prestressing is here exhausted, cracks appear, and also exclude part of the compressed structure's cross section from work.

In columns compressed centrally and with insignificant eccentricity, concrete's strength properties are utilized more effectively. But here we also have considerable strength reserves. In traditional columns it is difficult to fully realize high strength of best steels, as concrete fails at stresses and strains much lower than high strength steels do.

A somewhat lesser but still considerable property difference is preserved when using high strength concrete (HSC). In this case, high strength of concrete is gained by maximum utilization of strength properties of its components and their compounds, taking into account modern technologies and design methods [2].

Maximizing strength and providing high failure resistance energy of reinforced concrete as a whole makes it possible to achieve a more efficient utilization of prestressed concrete structures in modern construction.

**Theoretical Substantiation.** A prestressing system with maximum utilization of strength properties of concrete and steel has been developed for concrete structures [3]. High strength of the structure is achieved due to the structure's simultaneous acquiring maximum concrete and steel strength; in addition, the limits of micro crack formation of concrete and steel elasticity coincide.

Theoretically, synchronization can be presented as follows. The basis for synchronization is accepted as a plot of stress against time in concrete under compression. To synchronize the performance of concrete in tension, we shift the point of the boundary of conventionally elastic performance by the value  $\Delta t_1'$  and the point of maximum strength by the value  $\Delta t_2'$ .

$$\begin{aligned} \Delta t_1' &= t_{c\ crc}^0 - t_{\tilde{n}t}; \\ \Delta t_2' &= t_{ckm} - t_{ctm} \end{aligned} \tag{1}$$

Then we synchronize steel and concrete performance. For this, on the corresponding diagrams we shift the points of the boundary of the elastic performance of steel by the value  $\Delta t$ , and the points of maximum strength by the value  $\Delta t_2$ . If the type of steel is the same both in the compressed and tensile zone,

$$\begin{aligned} t_{sel} &= t_{stel}; \\ t_{syk} &= t_{syt}, \end{aligned} \quad (2)$$

then

$$\begin{aligned} \Delta t_1 &= t_{sel} - t_{c\ crc}^0; \\ \Delta t_2 &= t_{sy} - t_{ckm}^0 \end{aligned} \quad (3)$$

Here

$$\Delta t_i' = L_{ci} \int_0^{\varepsilon_{ci}} \frac{d\varepsilon_{ci}}{v_{ci}} - L_{cti} \int_0^{\varepsilon_{cti}} \frac{d\varepsilon_{cti}}{v_{cti}} \quad \Delta t_i = L_{si} \int_0^{\varepsilon_{si}} \frac{d\varepsilon_{si}}{v_{ci}} - L_{ci} \int_0^{\varepsilon_{ci}} \frac{d\varepsilon_{ci}}{v_{ci}} \quad (4)$$

For average speeds of strain of concrete -  $v_c^-$  and steel -  $v_s^-$ :

$$\Delta t_i' = L_{ci} \frac{\varepsilon_{ci}}{v_{ci}} - L_{\bar{n}ti} \frac{\varepsilon_{\bar{n}ti}}{v_{\bar{n}ti}} \quad \Delta t_i = L_{si} \frac{\varepsilon_{si}}{v_{si}} - L_{ci} \frac{\varepsilon_{ci}}{v_{ci}} \quad (5)$$

Synchronized display of elasticity and maximum strength of concrete and steel is theoretically possible at:

$$t_{c\ crc}^0 = t_{sel}^* = t_{stel}^* = t_{ct}^{0*}; \quad (6)$$

$$t_{ckm} = t_{sm}^* = t_{stm}^* = t_{ct}^*,$$

where

$t_{sel}^*$ ,  $t_{stel}^*$ ,  $t_{ct}^{0*}$ ,  $t_{sm}^*$ ,  $t_{stm}^*$ ,  $t_{ct}^*$  - parameters after the correction

On the diagram “stress – time” (Fig. 1) the shift of these points along the time axis is shown.

For ensuring the efficient collaboration of structural materials the speed of steel strain should considerably exceed that of concrete. We can provide it only when there is no direct bond between concrete and steel. It is expedient to compensate for the difference in speed by way of stress redistribution between the materials.

Essential improvement in the joint performance of materials is strain synchronization of both elasticity and strength properties of concrete and steel (Fig. 1). Within the range of service load, steel can work without any residual deformations



in its elasticity zone, and concrete can preserve its properties up to the bottom micro-cracking limits. As tensile strains in concrete and steel are hundreds of times different when these materials reach their maximum strengths, to compensate for this difference the tensile tendons are provided with a force regulating system.

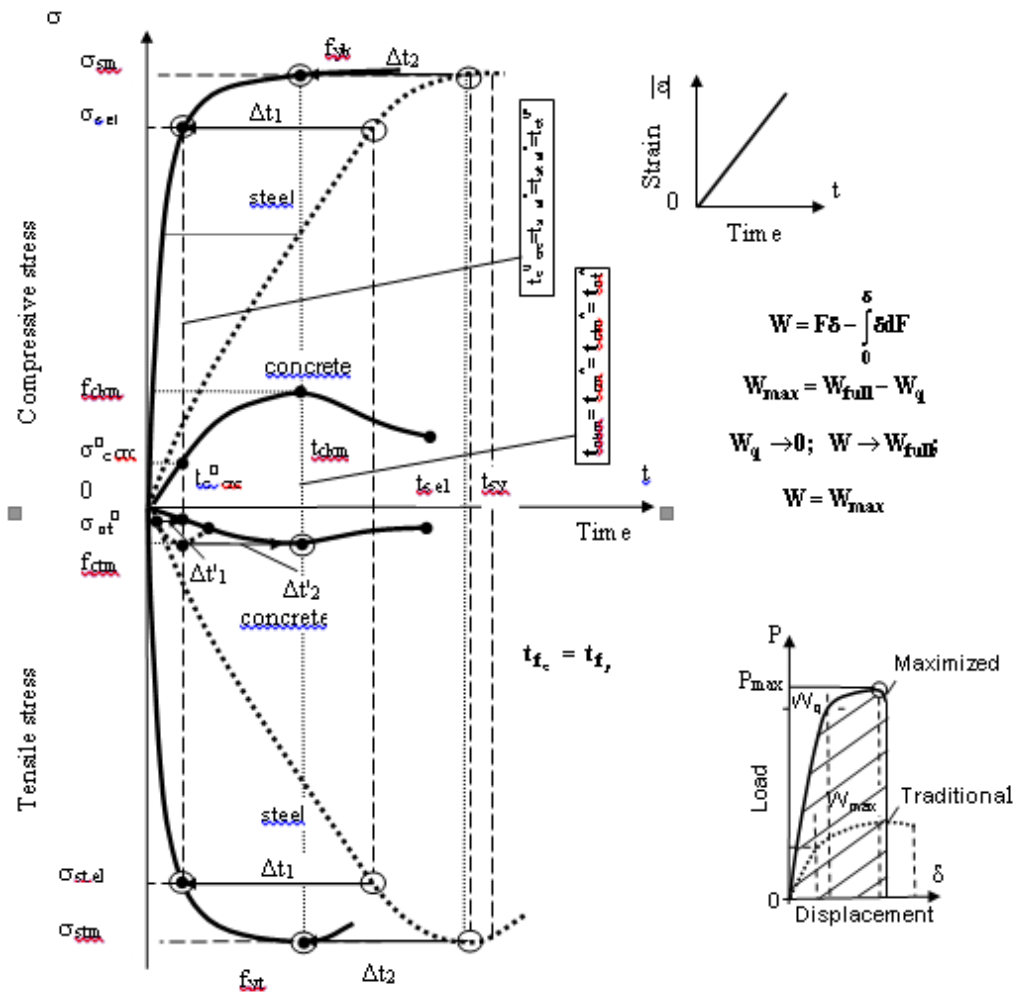


Fig. 1. Synchronized stress-time and load-displacement diagrams

Concrete and steel performance in reinforced concrete structures can be also presented by the time-strains diagrams. For the case of the proportional increase in stresses in the materials with time the given dependences are shown in Fig. 2. The dashed line shows the diagrams of traditional reinforced structures.

For the synchronization, the speed of steel strain under structural loads builds up much faster than that of compressed concrete. Tensile strains of concrete slow down. The adjustment is done in such a way that the moment of reaching maximum strength could occur simultaneously.

**REGULATION.** Traditional systems of prestressing envisage one-time tensioning of steel created at the stage of making reinforced concrete structures. Once there is bond between steel and concrete, it is difficult to do the second tensioning operation. If steel is placed outside concrete, prestressing times are also limited. Here the self-regulation of the prestressing system related to external loading does not take place. Such systems cannot adapt to external force effects.

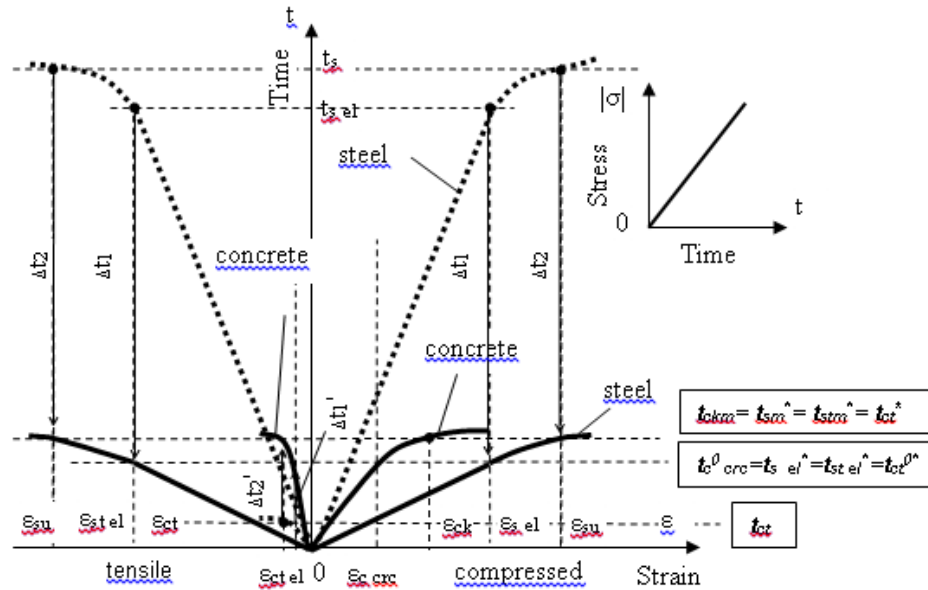


Fig. 2. Synchronized time-strains diagrams

**Autoregulation.** To increase the response of the force of steel prestress to external impact, it is possible to use a specially developed system of autoregulation. The system can be in a certain sense intellectual where a computer program regulates the correlation between external load and optimal value of prestress. Information comes from strain gauges attached to the structure.

Pump stations and jacks fulfill computer-aided commands. The regulation criterion may be crack prevention in the middle of the span of the reinforced concrete beam. In this case regulation ensures the performance of the whole cross section of the structure. It increases the structure's carrying capacity and decreases deflection.

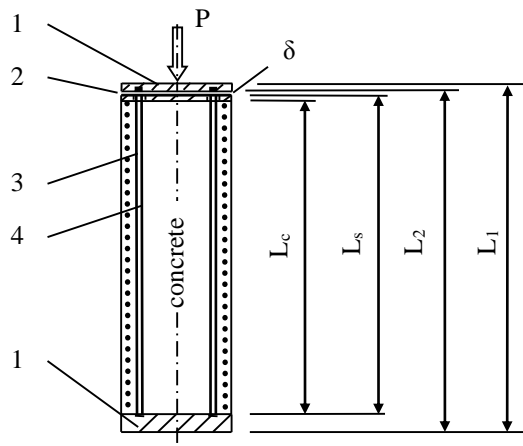
An analysis of the failures of the complicated system of autoregulation testifies to its insufficient reliability and non-economical operation. The system needs additional power, its lack may lead to failures in the performance of the pump station, jacks and other mechanical devices, and in software provision. All this casts doubt on the expediency of using the system of autoregulation for the majority of building structures.

**Self-regulation.** On the basis of dependencies obtained from theory and practical application of the system of autoregulation to the reinforced concrete structures, optimal load-prestress dependencies have been developed. The system of self-regulation makes it possible to ensure the structure's performance in the above mentioned load-prestress mode.

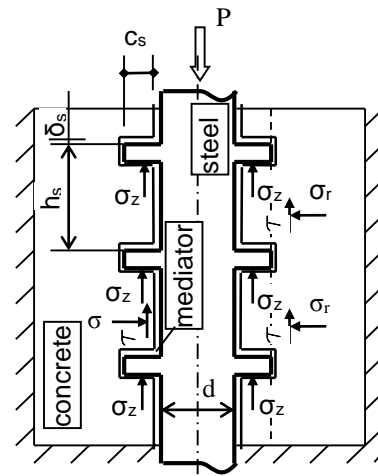
Here the energy of external load is turned into the prestress energy of concrete according to the dependence given above. Such a system includes only the unit which fulfills the task. The system is simple and reliable, and it uses only the energy of external load of the structure.

**COLUMNS.** At the moment of reaching maximum strength by concrete and steel compressive strains are also different, but to a smaller extent. For the synchronization in self-regulating columns, the difference in concrete and steel strains is compensated by the strains in the mediator.

To see concrete and steel revealing their maximum strength synchronically when under stress, non-contact steel - concrete interaction proposed by the author proved sufficient. More intensive steel strains in the structures are ensured by creating a special contact zone at the reinforcing bar surface (Fig.3, 4).



**Fig.3.** Compressed column  
1- basic plates, 2- elastic spacer,  
3- steel, 4- mediator



**Fig.4.** Designed scheme of non-contact bond

A regulating elastic spacer is applied in the rational redistribution of external load from concrete on steel and in preventing early overload of concrete. The work of the regulating elastic spacer includes elastic compression, plastic compression and reconditioning. At loads less than the upper boundary of concrete microcracking the spacer is deformed elastically, and when the load exceeds it the spacer is deformed plastically (Fig. 3). Due to this, high rigidity and maximum strength and strain energy of columns are achieved.

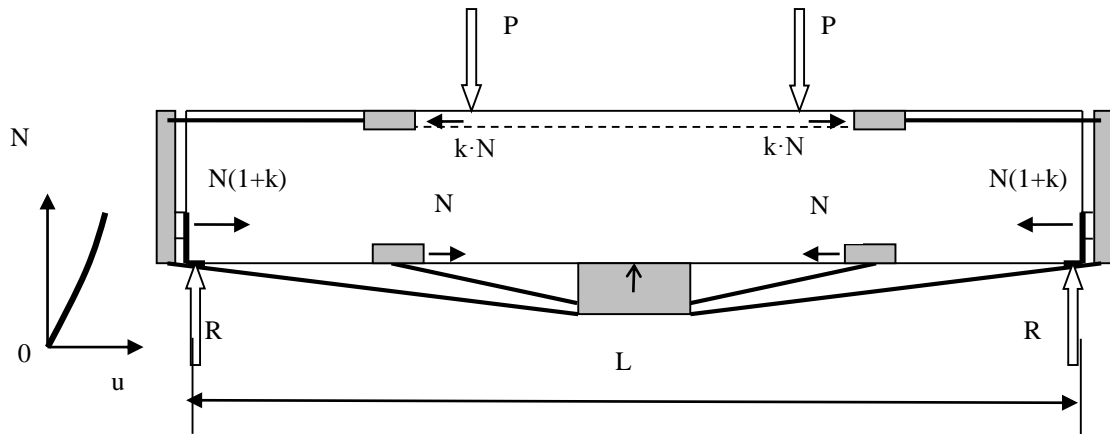
A synchronized display of maximum resistance of concrete and steel (Fig.4) is ensured by additional work of the mediator and the elastic spacer -  $W_m$

$$W_{\max} = W_{c\max} + W_{s\max} + W_m \quad (7)$$

$$\sigma_z = \frac{\tau h_s d}{c_s (d - c_s)}$$

that leads to achieving maximally possible strength of the structure. The above mentioned agrees to the law of energy conservation. The stress of compression of concrete under projections of the steel bars can be determined from dependence: where  $\tau$  – contact tangents of stress.

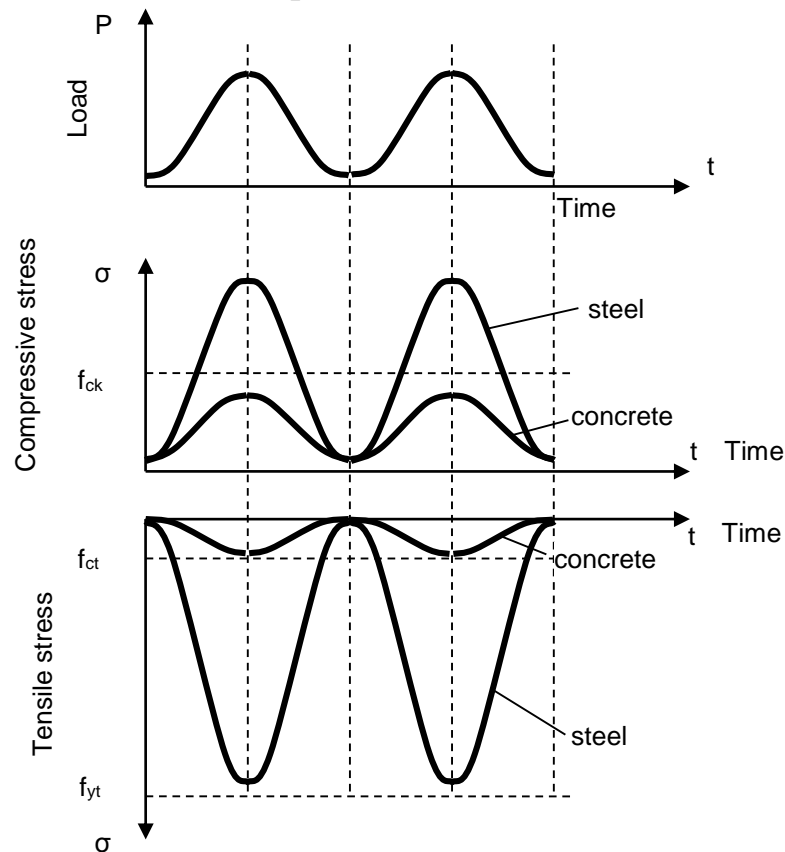
**BEAMS.** As concrete and steel strains are hundreds of times different when these materials reach their maximum strength, to compensate for this difference the tensile bars are provided with a force regulating system (Fig.5).



**Fig. 5** Chart showing the self-regulating prestressing system for the beam

The chart of the self-regulation for beams is shown in Fig. 5. The system regulates stress in the bottom tensile zone of the beam. Besides, it regulates stress in the upper compressed zone. The regulation force depends on the deflection  $u$  of the beam. The correlation has a nonlinear character.

Thanks to self-regulation [3], when the structure's loading is changed, strain amplitude in steel is several times higher than that in concrete, and a positive effect and a chance for concrete's non-crack performance are ensured.



**Fig. 6.** Periodic functions of time

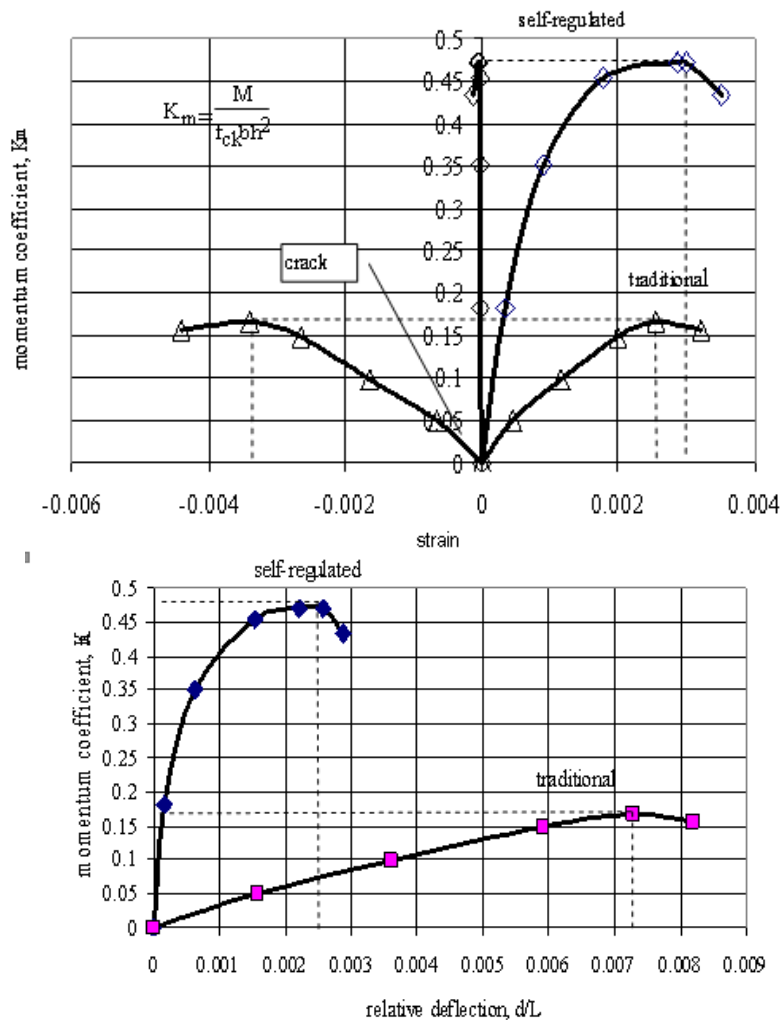
Thanks to the self-regulation of the structure the height ( $h$ ) of the compressed zone in the cross-section is considerably greater than in the non-regulated structure –  $h_0$ .

$$k_c = \frac{M}{M_0} = \frac{\int_A \sigma h dA}{\int_A \sigma_0 h_0 dA_0} \quad (9)$$

The effect of an increase in concrete resistance in the rectangular cross-section is defined by the quadratic function:

$$k_c = \frac{f_{ck} b h^2 \sum_{i=1}^5 \frac{a_i}{i+2} \left( \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ck}} \right)^i}{f_{ck0} b h_0^2 \sum_{i=1}^5 \frac{a_{0i}}{i+2} \left( \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{0ck}} \right)^i}; \quad k_c \approx \frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \left( \frac{h}{h_0} \right)^2 \quad (10)$$

**Test Results.** Typical data of beam tests are presented on the diagrams (Fig. 7). The lower diagrams characterize the performance of the traditional beam, and the upper ones – of the self-regulating beam.



**Fig. 7.** The results of beam tests

The mode chosen for prestress regulation ensured high cracking resistance of the beam. Normal cracks did not appear up to the moment of failure of the

compressed zone of concrete. Owing to this, the strength of the beam was two and a half times higher, and deflections significantly decreased. The chosen mode of regulation was close to the optimum according to the strength criterion.

**CONCLUSION.** The structures developed are used in construction. Synchronized concrete and steel performance contributes to higher performance structures. This can be obtained by means of bar compressing and tendon tensioning force regulation. Strength maximization of self-regulating prestressing concrete structures has led to an increase in their carrying capacity from minimum forty per cent up to three times, to concrete's non-crack performance, and to a considerable deflection decrease of the structures.

## REFERENCES

1. Leongard F. "Spannbeton" für die Praxis. Wyd.3. Ernst u Sohn, Berlin-München-Düsseldorf, 1973, p.246.
2. Walraven J. Challenges for new materials in concrete structures. Proc. of the XIII-th FIP Congress on Challenges for concrete in the Next Millennium, May 1998, Amsterdam, vol. 1, pp. 3-8.
3. Chekanovych M.G. Concrete Structures with Self-Regulating Prestress. Structural Concrete. The bridge between people. fib Symposium, October 1999, Prague, Czech Republic, vol. 2, pp. 775-777.

## УДК 624.01

### ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ

*Чеканович М.Г., к.т.н, проф., Романенко С.М., ст. викладач,  
Андрієвська Я.П. аспірант.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Підсилення залізобетонних елементів, таких як балки та плити широко застосовуються у будівельній практиці. В останні роки обсяги застосування підсилення зросли, що обумовлено значним зростанням питомої ваги реконструкції в будівництві. Найбільш поширеними причинами необхідності виконання підсилення є наступні: старіння матеріалів конструкції, корозія, які спричиняють зменшення їх міцності; збільшення експлуатаційних навантажень на конструкції, яке виникає внаслідок зміни технологічного процесу, призначення, умов експлуатації чи статичної схеми споруди; перевищення ширини розкриття тріщин і деформацій тих граничних значень, які встановлені нормативними документами [1] для забезпечення умов нормальної експлуатації; помилки, допущені при проектуванні чи виконанні будівельних робіт; зменшення несучої здатності при впливі малоциклових навантажень, тому будівельні конструкції потребують підсилення, яке забезпечить достатню

роботоздатність в умовах нормальної експлуатації та надійність. [2, 3]

Науковими та конструкторсько-технологічними методами [4-16] підсилення залізобетонних елементів, що згинаються, приділяли увагу такі вітчизняні та зарубіжні автори: Є.М. Бабіча, А.М. Бамбури, Г.І. Бердичівського, В.О. Воблих, А.А. Гвоздева, А.Б. Голишева, Є.О. Гриневича, Ф.С. Замалієвим, М.Ю. Ізбаша, В.Г. Кваші, Ф.Є. Клименко, Ф. Леонгардта, Є.О. Лучковського, В.В. Михайлова, Н.М. Онуфрієва, С.Ф. Пічугін, Е.Г. Ратца, Л.І. Стороженко Л.Н. Фомиці, Е. Фрейсіне, Цзян Де, О.Л. Шагіна, Richard W. Plavidal, Thomas Keller та ін.

Існуюче різноманіття методів можна розділити на 3 великі групи: підсилення зі зміною конструктивної та розрахункової схеми залізобетонного елемента; підсилення без зміни схем роботи конструкцій нарощуванням їх перерізів, додатковим зовнішнім армуванням; підсилення попереднім обтисненням балки горизонтальними затяжками.

Затяжки можуть бути трьох типів - горизонтальними, шпренгельними та комбінованими, які поєднують в собі обидва перших типи. При влаштуванні попередньо напружених затяжок підсилюванні елементи змінюють свою первісну конструктивну схему внаслідок того, що перетворюються в комбіновані системи. Завдяки цьому звичайні згинальні елементи стають позацентрово стиснутими, причому на їх опорах створюються додаткові згинані моменти, які в свою чергу впливають на початкові прольотні моменти. Зовнішню арматуру у вигляді горизонтальної затяжки застосовують в основному для сприйняття згинальних моментів та збільшення, відповідно, несучої здатності конструкції. При підсиленні шпренгельними і комбінованими затяжками, окрім вище наведених зусиль, на елемент діють додаткові розвантажуючі зусилля в місцях перегинів тяжів, які взаємодіють з балкою. Конструкції, посилені шпренгелем, повинні перевірятися на дію несиметричного навантаження, якщо воно можливе. При підсиленні шпренгелем необхідно створення в ньому зусиль, які б розвантажували балку моментом, зворотнім по знаку до моменту від зовнішнього навантаження. Це зусилля спочатку створюється попереднім натягом. Методика розрахунку шпренгеля передбачає розглядати балку як самостійний позацентрово стиснутий елемент, що знаходиться під впливом заданого зовнішнього навантаження і зусиль, переданих на балку шпренгелем, так само, як зовнішнього навантаження. Проводиться перевірка перерізу з умови спільної роботи балки разом зі шпренгелем, приймаючи сумарну площу робочої арматури зі стрижнів. Після розгляду багатьох схем підсилення до їх недоліків можна віднести неможливість ефективного розвантаження стиснутої зони бетону балки, що суттєво впливає на загальну і несучу здатність.

Метою є визначення експериментальним шляхом параметрів міцності та напружено - деформованого стану залізобетонних балок, підсиленних новою зовнішньою системою розтягнутих елементів з додатковим похилим тягом. Підсилення має задовольняти вимогу: максимального розвантаження балки моментом, зворотнім по знаку до моменту від зовнішнього навантаження.

Задачі дослідження:

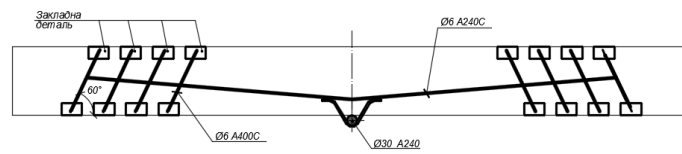
- провести експериментальні дослідження міцності та деформативності звичайних непідсилених залізобетонних балок та балок, підсилених поздовжньо-поперечною зовнішньою системою;
- проаналізувати результати, отримані після експериментальних досліджень звичайних непідсилених залізобетонних балок та балок, підсилених поздовжньо-поперечною зовнішньою системою;
- порівняти результати експериментальних досліджень;
- визначити ефективність підсилення залізобетонних балок поздовжньо-поперечною зовнішньою системою арматурних стрижнів.

Для експериментальних досліджень було виготовлено три серії залізобетонних балок, прямокутного перерізу: БО-І, БПП-ІІ, БПП-ІІІ. Кожна серія включала дві «балки-близнюки».

Серія БО-І звичайна не підсилена еталонна балка.

Серія БПП-ІІ були підсилені згідно патенту, а балки серії БПП-ІІІ були удосконалені встановленням додаткового похилого стрижня з арматури А 240С. Зовнішні системи представлені на (рис.1 а, б).

а)



б)

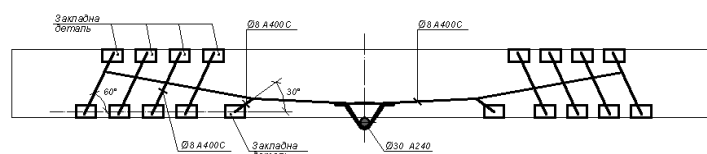


Рис. 1. Схема підсилення балки: а) БПП-ІІ, б) БПП-ІІІ з поздовжньою і поперечною паралельно розташованою зовнішньою арматурою

Переріз котка розраховувався за формулою Герца та визначався за умовою місцевого зминання при вільному торканні площини та циліндричної поверхні.

Регульовано-напружена балка містить залізобетонне тіло і затяжку, закріплену на системі похилих стрижнів, які розташовані дзеркально симетрично в приопорних зонах балки з нахилом до поздовжньої осі, взаємодіючи посередині з натяжним елементом, що опирається на нижню грань балки.

Програмою досліджень передбачаємо проведення випробування та визначення міцності і деформативності звичайної та підсиленних балок (рис. 2, 3), як вільно обпертих по кінцях.





Рис. 2. Фото випробування підсиленої балки серії БПП-II



Рис. 3. Фото випробування підсиленої балки серії БПП-III

Величину зовнішнього навантаження визначали за допомогою двох кільцевих динамометрів, а прогини балок фіксували за допомогою прогиномірів, прикріплених на спеціальну металеву рамку. Деформації бетону та арматури вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу.

Під зовнішнім навантаженням балка деформується і натяжний елемент відхиляє зтяжку донизу на величину максимального прогину. Суттєво зростає зусилля розтягу в зтяжці при стягуванні до середини зовнішньої поперечної арматури підсилення, яка закріплена на верхній і нижній фібрах балки в її приопорних зонах. Взаємозв'язок поздовжньої арматури - зтяжки і поперечної арматури забезпечує саморегулювання напружень. Після проведення експериментальних досліджень зразків звичайних еталонних та підсилених залізобетонних балок під дією навантаження визначалась несуча здатність, деформативність та напружено-деформований стан за нормальними перерізами. В результаті обробки випробувань досліджень відмічались характерні особливості розподілу деформацій по висоті перерізу і довжині елементів, а також інтенсивність росту прогинів та були побудовані діаграми залежності деформацій від згинального моменту.

На (рис. 4, 5) представлені діаграми залежності фібрових деформацій верхньої і нижньої граней балок по середині прольотів та величини прогинів від зовнішнього моменту.

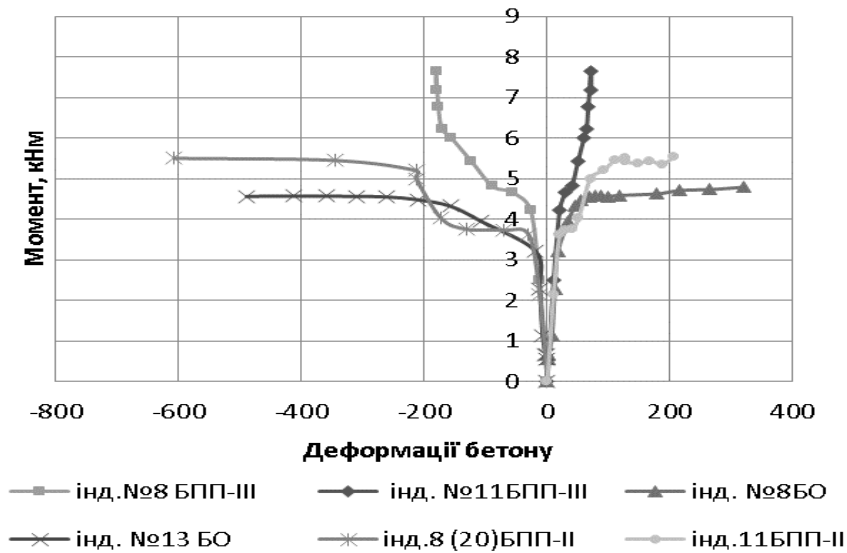


Рис. 4. Діаграми фібрових деформацій підсиленних балок серії БПП-II, БПП-III і звичайної балки серії БО-I

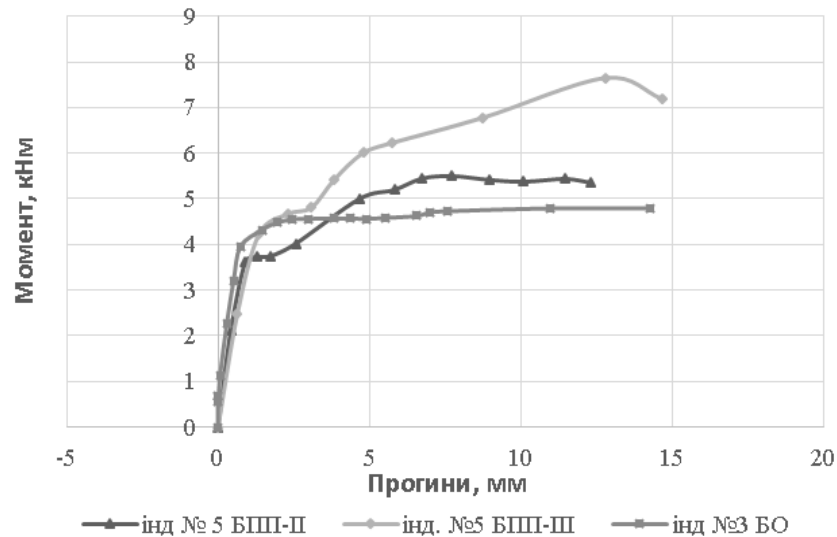


Рис. 5. Діаграми залежності прогинів від згинального моменту для балок серії БПП-II, БПП-III і БО-I

Після встановлення зусиль в кожному стрижні для покращеної підсиленої балки було побудовано епюри моментів від зовнішнього навантаження та від дії системи підсилення для знаходження максимальної ефективності. На (рис. б) приведена епюра моментів з врахуванням підсилення. Напружено-деформований стан кожного перерізу підсиленої балки може визначатися за умови рівноваги згинаного моменту і поздовжніх сил в перерізі:

$$\sum M = 0 \quad M_{\text{зовн.}} = \int_A \sigma_c h d A_c + \sum_{i=1}^n \sigma_s A_s h_i + M_{nX} + M_{nY} \quad (1)$$

$$\sum N = 0 \quad N_{nX} = \int_A \sigma_c d A_c + \sum_{i=1}^n \sigma_s A_s \quad (2)$$

де:  $\sigma_c$  – напруження стиску у бетоні;  $\sigma_s$  – напруження в арматурі;  $A_c$  – площа перерізу бетону;  $A_s$  – площа перерізу арматури;  $h$  – величина плеча;  $M_{nX}$ ,  $M_{nY}$  – моменти від системи підсилення.

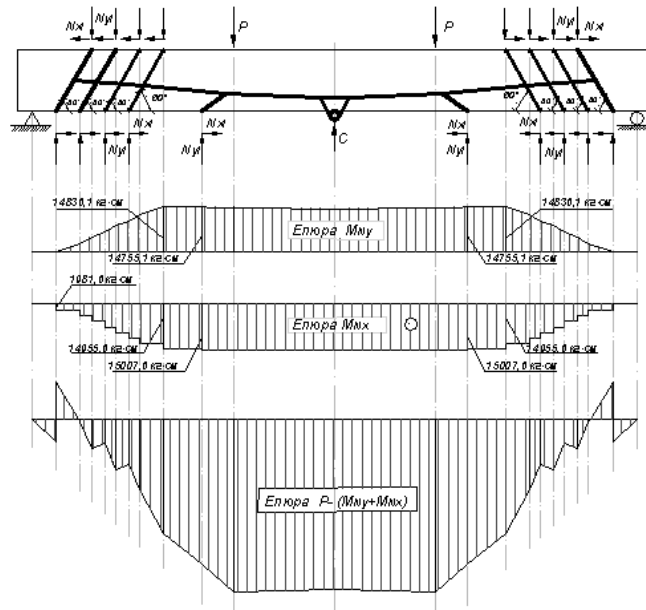


Рис.6. Епюри моментів з врахуванням підсилення балки БПП-III.

Результати аналізу даних досліджень покращеного варіанту системи регульованого підсилення залізобетонних балок доводить, що дія затяжки викликає деформації похило розташованої зовнішньої арматури, що створює розвантажуючі зусилля в верхній зоні балки і стискуючі зусилля в нижній її зоні.

В табл. 1 наведено експериментальні значення максимальних моментів та моментів тріщиноутворення, а також значення прогинів для фіксованого моменту 4,02 кН·м, а в табл. 2 наведено ефективність випробування балок.

Таблиця 1

### Результати випробування балок

Найменування	$M_{\max}$ , кН·м	$M_{\text{срс}}$ , кН·м	$W_{\text{срс}}$ , мм	$W_{\text{фік}}$ , мм при ( $M=4,02$ кН·м)
Балка БО	4,79	3,20	0,74	3,82
Балка БПП-II	5,54	3,75	1,75	2,57
Балка БПП-III	7,65	4,67	2,30	1,36

Таблиця 2

### Ефективність підсилення балок

Найменування	$M_{\text{підс, max}} / M_{\text{БО max}}$	$M_{\text{підс, срс}} / M_{\text{БО срс}}$	$W_{\text{підс, срс}} / W_{\text{БО срс}}$	$W_{\text{підс, фік}} / W_{\text{БО фік}}$
Балка БПП -II	1,16	1,17	2,37	1,49
Балка БПП-III	1,60	1,46	3,12	2,8

**Висновки.** Збільшення несучої здатності в результаті випробування підсилених балок БПП-III склало 37%, БПП-II склало 13,5% порівняно зі

звичайною балкою. Після удосконалення саморегульованої системи підсилення балок шляхом раціонального перерозподілу напружень між стисненою та розтягнутою зонами встановлено, що серії БПП-III витримала навантаження в 1,6 рази більше ніж звичайна балка, а БПП-II витримала навантаження в 1,16 рази більше. Виходячи з експериментальних досліджень система підсилення балок БПП-III є найбільш ефективною.

### **Список використаних джерел**

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. – 97с.
2. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ // Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. – 11-19с.
3. Барашиков А.Я., Малышев А.Н. Оценка технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений. – К.: НМЦ Держнаглядохоронпраці, 1998.-232 с.
4. Бабич Є.М. Дослідження роботи згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу за дії високих рівнів малоциклового навантаження // Є.М. Бабич, П.С. Гомон / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: Збірник наукових праць, – Рівне: НУВГП, 2010.– Випуск 20.– С.157-163
5. Стороженко Л.І, Тимошенко В.М. Стелезалізобетонні структурні плити для пролітних будо мостів / Стороженко Л.І, Тимошенко В.М.// Збірник наукових праць «Дороги і мости», вип. 9 – Київ, 2008. – 254-260с.
6. Шагин, А.Л. Локальное предварительное напряжение железобетонных и сталежелезобетонных конструкций / А.Л. Шагин // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона. Наука, технологии, производство: сб.тр. – М.: МИКХиС,2009. – С. 107 – 116.
7. Голышев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. – К.: Логос, 2001.- 172с.
8. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий / Е.А. Рабинович, Ю.Д. Кузнецов, Н.П. Рунцо (и др.) // . – Москва: Стройиздат, 1992. – 265 с.
9. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – Ленинград, 1965. - 342 с.
10. Чеканович М.Г. Дослідження роботи конструкції підсилення залізобетонних балок виконаної у вигляді взаємопов'язаних затяжки та розтяжки/ М.Г. Чеканович, О.М. Чеканович// Ресурсоекономні матеріали, конструкції та споруди: зб. наук. праць, вип. 20-Рівне,2010.
11. Клименко Є.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник/ Є.В. Клименко. – К.: Центр навчальної літератури, 2004. - С. 171
12. Patent No.: CN 102936965 A Jiang De «Method for strengthening

reinforced concrete beam through distributed external prestressing cables» 2013.02.20

**13.** Patent No.: US 7,748,180 B1 Richard W. Plavidal «Joist stiffening system» Jul. 6, 2010

**14.** Patent No.: US 7,056,463 B2 Toshiaki Ohta, Fukuoka (JP) Japan Science and Technology Agency, Saltama (JP) «Method of manufacturing prestressed Concrete» Jun. 6, 2006

**15.** Усиление железобетонных конструкций (Пособие П 1-98) - Міністерства архітектури і будаўніцтва Рэспублікі Беларусь Мінск 1998

**16.** Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий – Стройиздат, Москва, 1989 .

## УДК 624.012.25

### НОВА САМОРЕГУЛЬОВАНА СИСТЕМА ДЛЯ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГІНАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

*Чеканович О.М., к.т.н., доцент, Журахівський В.П., аспірант  
Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Сучасний технічний стан значної частини будівельного комплексу України може класифікуватися як незадовільний, що потребує реконструкції, переоснащення. Конструкції перекриття, а зокрема, згинальні елементи, найчастіше піддаються негативним впливам: атмосферним, антропогенним, пов'язаним, наприклад, з технологічним процесом. Це викликає появу дефектів та пошкоджень: відшарування захисного шару бетону, сколювання, корозія арматури, тріщини силового характеру, недопустимі прогини, деформації та ін. Як наслідок, знижується їх несуча здатність, і конструкції можуть стати непридатними до нормальної експлуатації, що в свою чергу призводить до виключення з роботи певного приміщення, частини або і будівлі чи споруди в цілому.

Традиційно для підвищення несучої здатності, зменшення деформативності пошкоджених згинаєних елементів або при зміні діючих на них навантажень, умов експлуатації застосовують підсилення за допомогою зовнішньої арматури. Відомими способами підсилення є встановлення горизонтальних, шпренгельних або комбінованих затяжок[1-5]. Проблемі підсилення залізобетонних згинаєльних елементів зовнішньою арматурою присвячені роботи вітчизняних авторів: Абовського М.П., Ахмеднабієва Р.М., Гамбарова Г.А., Гитлевича М.Б., Голишева А.Б., Гриневича Є.О., Губія М.М., Динельта Ю.Б., Домбаєва І.А.,Зубарева А.Н.,Ізбаша М.Ю., Калініна А.А., Клименка Є.В., Клименка Ф.Е., Клименка В.З., Крижанівського В.Н., Ф. Леонгарда, Онуфрієва М.М., Перельмутера А.В., Сальникова В.І., Салії Г.Ш., Саліхова М.А., Семірненка Ю.І., Ткаченка І.Н., Фейгина Е.М, Фомиці Л.Н., Е.

Фрейсіне, Шагіна О.Л. та закордонних: CaiX.-D., DischingerF., FastabendM., IvanyiG., LiC.-G., SchückerB., WilhelmB., WuZ.-H, та ін., в яких відзначені широкий спектр можливостей зовнішніх систем підсилення та їх зручність для практичного застосування.

Проте, не завжди ефект від застосування таких конструкцій є повністю позитивним. Наприклад, шпренгельні затяжки можуть спричинити появу тріщин у верхній зоні балкової конструкції. При навантаженні можливе руйнування такого згинаного елемента по стисненій зоні бетону. Отже, важливою науковою проблемою є створення ефективної системи підсилення залізобетонних згинаних елементів, яка б могла регулювати зусилля в балковому елементі і компенсувати негативний вплив зовнішнього навантаження, при цьому в повній мірі використовуючи властивості бетону і сталі елемента, що підсилюється.

Проведені авторами дослідження довели можливість створення таких ефективних конструкцій підсилення для залізобетонних згинальних елементів [6,7]. Пропонується нова регульована конструкція підсилення, де за допомогою дії зовнішньої системи взаємопов'язаних важелів та арматури, вдається суттєво підвищити несучу здатність згинаних елементів[8]. Загальний вигляд такої конструкції підсилення на прикладі залізобетонної балки прямокутного перерізу наведено на рис. 1, 2.

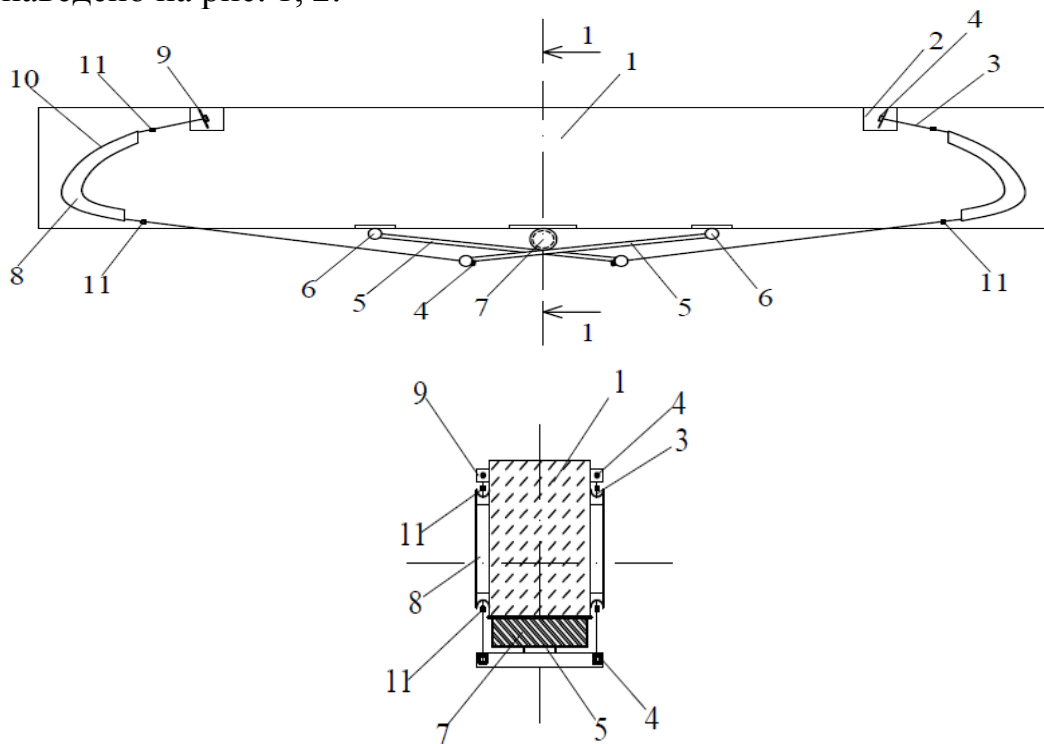


Рис. 1. Вид збоку та переріз балки з запропонованою регульованою конструкцією підсилення

- 1 - залізобетонна балка;
- 2 – закладні деталі;
- 3 – зовнішня арматура;
- 4 – анкери;
- 5 – натяжна конструкція у вигляді двох важелів;

- 6 – шарнір;
- 7 – коток;
- 8 – асиметрична направляюча деталь;
- 9 – упор;
- 10 – спеціальний гнучкий елемент;
- 11 – муфти.

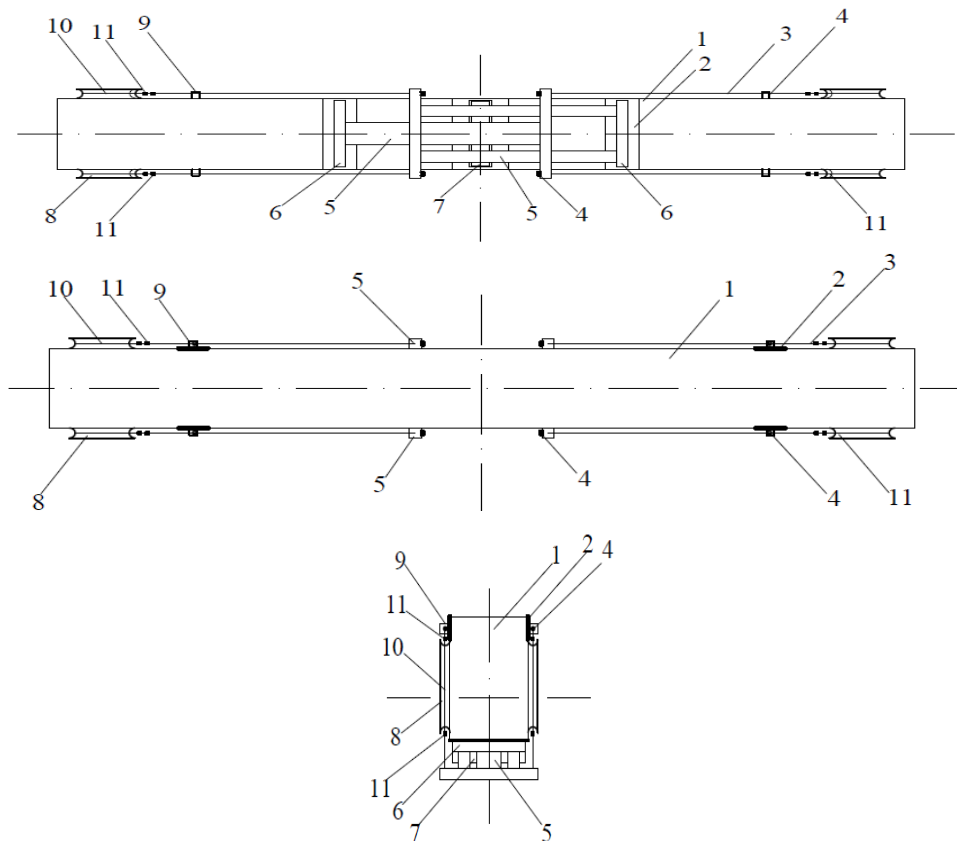


Рис. 2. Вид знизу, зверху та з торця експериментальної регульованої балки

В основу розробки поставлена задача створення високоміцних, жорстких і тріщиностійких конструкцій балок, що розвантажуються в стисненій верхній зоні бетону, раціонально перерозподіляють зусилля між стисненою і розтягнутою зонами і передають збільшений обтиск на середню нижню частину балки. Для цього запропонована система «балка – конструкція підсилення» включає залізобетонне тіло з закладними деталями на поверхні і не зчеплену з бетоном зовнішню арматуру у вигляді окремих ланцюгів, закріплених на балці. Зовнішня арматура взаємодіє з натяжною конструкцією, розташованою посередині балки на нижній її грані. При цьому натяжна конструкція виконана у вигляді двох дзеркально симетрично розташованих навхрест важелів, закріплених зовнішніми від центру балки кінцями лінійно нерухомими шарнірами на нижній грані балки, а в середній своїй частині важелі вільно опираються на коток, розташований в центрі прольоту балки між закладною деталлю нижньої її грані і важелями. Кожний важіль протилежним вільним кінцем шарнірно з'єднаний анкером в один ланцюг з розташованою в нижній розтягнутій зоні балки ділянкою гнучкої арматури.

Арматура огинає і щільно охоплює асиметричну, з більшою кривиною у нижній розтягнутій зоні балки напівкільцеву направляючу деталь, закріплену на бічних гранях балки в приопорних зонах. Протилежний кінець арматури закріплюється анкером на упорі закладної деталі стиснутої верхньої зони балки і утворює один ланцюг з важелем. Таких ланцюгів, розташованих дзеркально симетрично, щонайменше два. При цьому асиметричну напівкільцеву деталь огинає і щільно охоплює окремий спеціальний гнучкий елемент з антифрикційним покриттям по поверхні контакту з нею, з'єднаний муфтами по кінцях з нижньою і верхньою окремими лінійними ділянками арматури, об'єднаної в один ланцюг з важелем.

Розрахункова схема запропонованої системи «балка – конструкція підсилення» наведена на рис. 2.

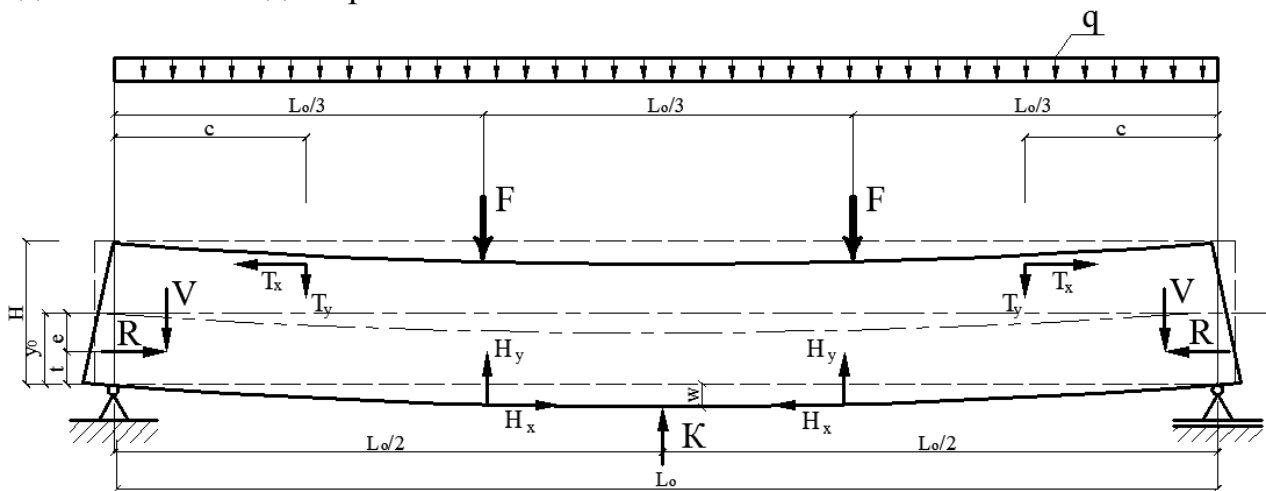


Рис. 3. Розрахункова деформована схема балки під дією зовнішнього навантаження та реакцій зусиль запропонованої системи зовнішнього підсилення

Рівняння напружено-деформованого стану прямокутного перерізу залізобетонної балки, підсиленої запропонованою системою в загальному вигляді можна представити так:

$$M(F) + M(q) + M(K) + M(R) + M(V) + M(T_x) + M(T_y) + M(H_x) + M(H_y) - B \cdot \left[ \frac{f_{prism}}{\chi^2} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \cdot \frac{\varepsilon_1^{k+2} - \varepsilon_2^{k+2}}{\varepsilon_{cf}^k} + \psi_{ct} \cdot f_{ct} \cdot \frac{h_t^2}{2} \right] + \sum_{i=1}^m \sigma_{Si} \cdot A_{Si} \cdot d_{Si} = 0, \quad (1)$$

де  $N(R), N(T_x), N(H_x)$ , - поздовжні сили від дії системи підсилення на балку;  $M(F), M(q), M(K), M(R), M(V), M(T_x), M(T_y), M(H_x), M(H_y)$  – моменти від зовнішнього зосередженого навантаження; від власної ваги підсиленої балки; від дії сил розвантаження системи підсилення.

Застосування запропонованої конструкції системи підсилення дозволяє ефективно виконувати натяг зовнішніх арматурних ланцюгів, що підсилює



розтягнуту зону балки і знижує її деформативність, особливо при асиметричному експлуатаційному навантаженні, при високій жорсткості, тріщиностійкості і міцності, забезпечуючи при цьому ефективність використання фізико-механічних характеристик матеріалів.

**Висновки.** Запропонована нова ефективна зовнішня регульована конструкція підсилення залізобетонних балок прямокутного перерізу, особливістю якої є встановлення розтяжок для розвантаження стиснутої зони плити, що дає можливість перерозподіляти напруження в конструкції, підвищуючи її несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість, сприяє більш повному використанню властивостей міцності матеріалів.

### Список використаних джерел

1. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. - К.: Логос, 2001. - 172 с.
2. Домбаев И.А. Обжатие железобетонных конструкций внутренним шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01/ И.А. Домбаев – Х., 1997. - 24с.
3. Малыганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий (атлас схем и чертежей)/ А.И. Малыганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – Томск, 1990.- 320 с.
4. Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений/ Н. М. Онуфриев.- Ленинград, 1965. - 342 с.
5. Шагин А.Л. Обжатие конструкций шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками/ А.Л. Шагин, И.А. Домбаев// Коммунальное хозяйство городов. – К.: Техника, 1997. - № 8. - С.33-36.
6. Пат. 87047 Україна, МПК E04C 3/00. Регульованообтиснена залізобетонна балка/ Чеканович О.М.; заявник і патентовласник: Чеканович О.М. - №а 200710856; заявл. 10.04.2009; опубл. 10.06.2009, Бюл. №11.
7. Пат. 75653 Україна, МПК E04C 3/20 E04C 3/29. Балка/ Чеканович М.Г., Чеканович О.М.; заявник: Чеканович М.Г., Чеканович О.М.; патентовласник: Чеканович М.Г. - №20031211753; заявл. 17.12.2003; опубл. 15.05.2006, Бюл. №5.
8. Пат. №109379 Україна, МПК E 04C 3/20. Конструкція балкова/ Чеканович М.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М.; заявник і патентовласник: Чеканович М.Г. - №а 201410316; заявл. 22.09.2014; опубл. 25.02.2015, Бюл. № 4.

УДК 624.01

## **РЕЗУЛЬТАТИ ВИПРОБУВАНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ НОВОЮ ЕФЕКТИВНОЮ СИСТЕМОЮ ІЗ ЗОВНІШНЬОЮ СТАЛЕВОЮ АРМАТУРОЮ ТА ЖОРСТКИМИ ВАЖЕЛЯМИ**

*Чеканович О.М., к.т.н, доцент кафедри будівництва, Журахівський В.П.,  
аспірант, асистент кафедри будівництва  
Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Сучасна будівельна галузь характеризується використанням ефективних способів підсилення вже існуючих залізобетонних згинаних елементів та створенням нових конструкцій, в яких би ефективно сумісно працювали бетон та сталь.

Як відомо, поширеними способом підсилення є збільшення поперечного перерізу конструкцій, застосування зтяжок та шпренгелів, влаштування дублюючих елементів та розвантаження конструкцій. Підсиленню залізобетонних згинаних елементів зовнішньою арматурою присвятили свої праці: Абовський М.П., Ахмеднабієв Р.М., Гамбаров Г.А., Голишев А.Б., Гриневич Є.О., Губій М.М., Домбаєв І.А., Клименко Є.В., Клименко Ф.Е., Клименко В.З., Онуфрієв М.М., Перельмутер А.В., Салія Г.Ш., Семірненко Ю.І., Ткаченко І.Н., Фомиця Л.Н., Е. Шагін О.Л. [1-7] та ін., в яких відзначено широкий спектр можливостей зовнішніх систем підсилення.

Авторами була поставлена мета запропонувати, виконати і експериментально дослідити ефективну конструкцію підсилення залізобетонних балок, яка б могла регулювати зусилля в балковому елементі і компенсувати негативний вплив зовнішнього навантаження, при цьому в повній мірі використовуючи властивості бетону і сталі. Нове конструктивне рішення захищене повним патентом України [8]. Особливістю даної конструкції є можливість розвантаження стиснутої зони балки, на відміну від традиційних шпренгельних зтяжок, що довантажують її. Крім цього, система ефективно працює при асиметричному навантаженні.

Згідно з патентом було виготовлено шість серій балок перерізом 100x200мм і довжиною 2100 мм, з яких п'ять - підсилені з різними параметрами конструкції та одна еталонна серія для порівняння. Кожна серія включала два зразка-близнюка. Як «БО» були позначені звичайні еталонні балки, а «БП» – підсилені балки.

Опалубні металеві форми і арматурні каркаси звичайних і підсиленіх балок представлені на рис. 1. Закладні деталі розташовувалися в місцях кріплення системи зовнішнього підсилення балок серій «БП». Балки супутні зразки призм та кубів після бетонування представлені на рис. 2.



Рис. 1. Загальний вигляд арматурних карасів із закладними деталями



Рис. 2. Зразки балок та супутні зразки призм та кубів після бетонування

В якості зовнішньої арматури підсилення використовувалася дротова арматура класу В-І номінальним діаметром 5 мм. Арматура розташовувалася симетрично у вигляді двох гілок по кінцям балки. Особливістю підсилення було зміцнення стиснутої зони бетону зусиллям розтягу від системи зовнішнього підсилення. Для збільшення сил реакції зовнішньої арматури від деформації балки під навантаженням застосовано жорсткі важелі. Аби зменшити втрати від сил тертя при передачі сил розтягу стиснутій зоні бетону балки, застосовано спеціальні направляючі біля торців балки.

Зовнішнє армування виконувалося трьох рівнів - один, два і три дроти у кожній гілці системи підсилення. Балки БП-І, БП-ІІ і БП-ІІІ були підсилені одним дротом класу В-1 у кожні гілці. В серії балок БП-ІV було застосовано два дроти. В серії балок БП-V було передбачено три дроти. Конструкції балок БП-І, БП-ІІ і БП-ІІІ відрізнялися окресленням направляючих біля торців балок і діаметром котка розташованим посередині балки.

Схема випробування одно прольотної вільно обпертої еталонної балки та балок, підсилених запропонованою системою, з розміщенням індикаторів годинникового типу наведена на рис. 3 та 4.

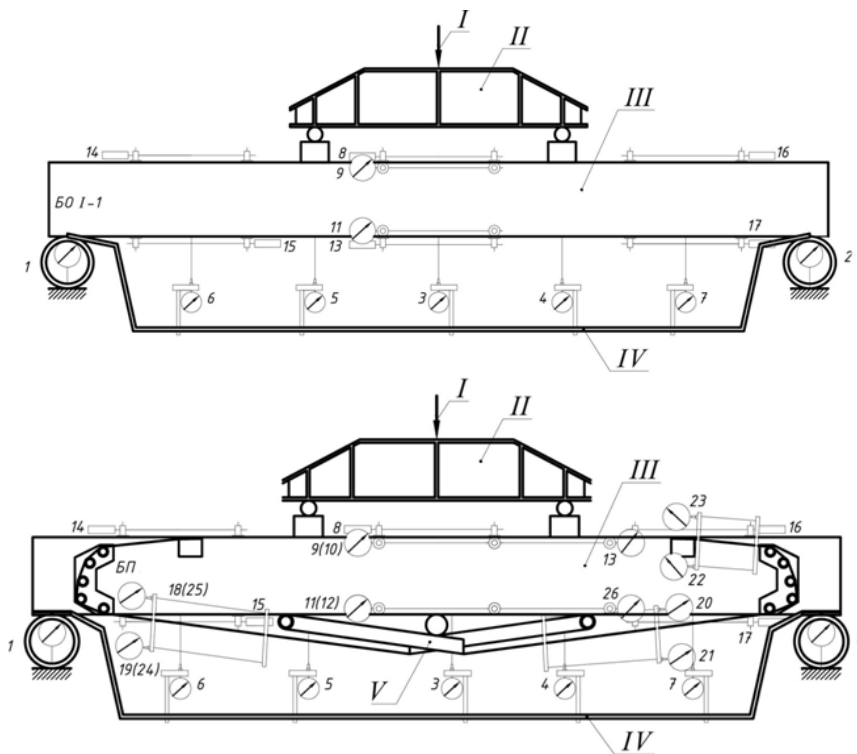


Рис. 3. Схема випробування звичайних БО та підсилених БП балок, запропонованою системою з розміщенням індикаторів годинникового типу:

I – напрямок дії гвинтового домкрату; II–траверса; III–балка; IV–рамка для прогиномірів; V – натяжна конструкція підсилення; 1, 2 – динамометри; 3-25 – індикатори для вимірювання прогинів балки, деформацій бетону та зовнішньої арматури.

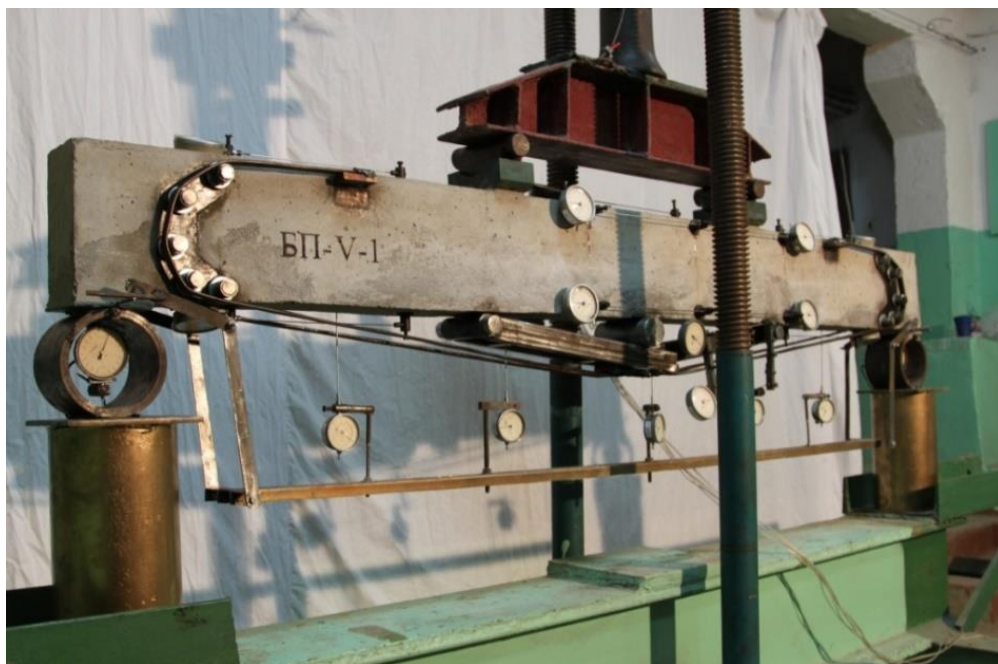


Рис. 4. Випробування балки, підсиленої запропонованою конструкцією

Результати експериментальних випробувань представлені в таблиці 1 та графіком залежності несучої здатності-прогинів для звичайних та підсилених балок на рис. 5. В таблиці наведені максимальні досягнуті значення прогинів і моментів в експерименті та їх значення при фіксованому параметрі. В першому випадку- при фіксованому прогині 10 мм, а в другому випадку - при моменті, що відповідає несучій здатності звичайної балки.

Таблиця 1.

Результати випробування підсилених та звичайних балок

Найменування балки	Згинальний момент, $M$ , кНм		Прогин посередині прольоту $w$ , мм	
	при $w_{max}$	при $w = \frac{1}{200}L_0$	при $M_{max}$	при $M=4,79$ кНм
БО	4,79	4,772	14,29	14,29
БП-I	11,39	10,423	14,41	1,429
БП-II	11,96	11,878	9,22	0,718
БП-III	12,90	11,033	16,33	0,975
БП-IV	16,57	16,570	10,02	0,714
БП-V	18,41	18,377	10,28	0,896

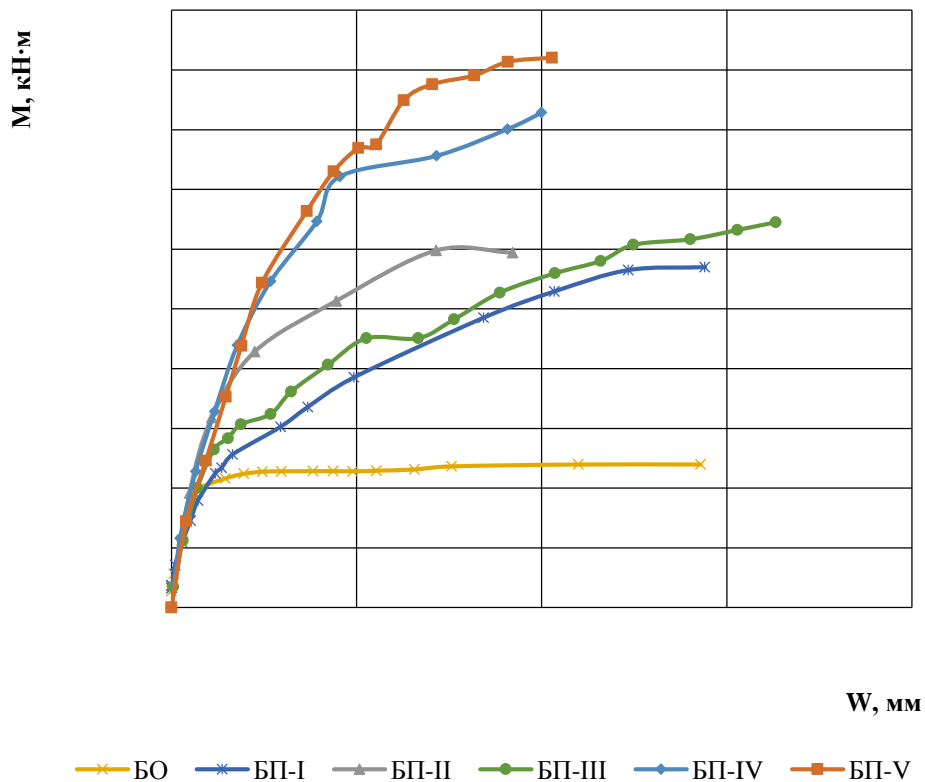


Рис. 5. Залежності «згинальний момент-прогин посередині прольоту» звичайних та підсилених балок

Порівняльний аналіз несучої здатності та деформативності підсилених балок

в порівнянні зі звичайними представлений в таблиці 2.

Таблиця 2.

Порівняльний аналіз результатів випробування підсилених та звичайних балок

Найменування балки	при	при $w =$	при	при
	$w_{max}$	$\frac{1}{200}L_0$	$M_{max}$	$M=4,79 \text{ кНм}$
БО	1	1	1	1
БП-I	2,378	2,184	1,008	0,100
БП-II	2,497	2,489	0,645	0,050
БП-III	2,693	2,312	1,143	0,068
БП-IV	3,472	3,472	0,701	0,050
БП-V	3,843	3,851	0,719	0,063

Для підсилених конструкцій балок спостерігається зменшення величини пластичних залишкових деформацій, що свідчить про їх більш пружну роботу під навантаженням. Як і очікувалося, несуча здатність підсилених балок була вище звичайних. Найбільшу несучу здатність  $M=18,41$  кНм показали балки серії БП-V, підсилені запропонованою конструкцією із зовнішньою сталеву арматурою у вигляді трьох паралельних стержнів  $\varnothing 5$  мм і діаметром котка посередині прольоту  $d_k=55$  мм.

**Висновки.** Запропоновано і випробувано нову конструкцію підсилення залізобетонних балок, що включає зовнішню гнучку сталеву арматуру та жорсткі важелі, особливістю роботи якої є розвантаження стиснутої зони балки, обтиск нижньої її грані та влаштування піддатливої опори посередині прольоту балки, що дає можливість раціонально перерозподіляти напруження в балці, значно збільшувати її несучу здатність - до 3,85 разів та зменшувати деформативність - до 15 разів, але за більших витрат сталі.

#### Список використаних джерел:

1. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. - К.: Логос, 2001. - 172 с.
2. Домбаев И.А. Обжатие железобетонных конструкций внутренним шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01/ И.А. Домбаев – Х., 1997. - 24с.
3. Малыганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий (атлас схем и чертежей)/ А.И. Малыганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – Томск, 1990.- 320 с.
4. Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений/ Н. М.Онуфриев.- Ленинград, 1965. - 342 с.
5. Шагин А.Л.Обжатие конструкций шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками/ А.Л.Шагин, И.А. Домбаев// Коммунальное хозяйство городов. – К.: Техника, 1997. - № 8. - С.33-36.
6. Пат. 87047 Україна, МПК E04C 3/00. Регульовано обтиснена залізобетонна балка/ Чеканович О.М.; заявник і

патентовласник: Чеканович О.М. - №а 200710856; заявл. 10.04.2009; опубл. 10.06.2009, Бюл.№11. 7. Пат. 75653 Україна, МПК E04C 3/20 E04C 3/29. Балка/ Чеканович М.Г., Чеканович О.М.; заявник: Чеканович М.Г., Чеканович О.М.; патентовласник: Чеканович М.Г. - №20031211753; заявл. 17.12.2003; опубл. 15.05.2006, Бюл. №5. 8. Пат. №109379 Україна, МПК E 04C 3/20. Конструкція балкова/ ЧекановичМ.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М.; заявник і патентовласник: ЧекановичМ.Г. - №а 201410316; заявл.22.09.2014; опубл. 25.02.2015, Бюл.№ 4.

**УДК 624.138.24**

## **ВІДНОВЛЕННЯ НАДІЙНОСТІ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ 2-Х ПОВЕРХОВОГО КОРПУСУ ПОЛІКЛІНІКИ №1 КЛІНІЧНОЇ ЛІКАРНІ СУВОРОВСЬКОГО РАЙОНУ В М. ХЕРСОНІ**

*Сердюк В.М., ПП «Ротонда-Люкс», м. Херсон  
Стуканов,І.В., Новікова С.М.*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Однією з сьогоденних задач будівництва, це збереження та відновлення об'єктів «старого» фонду, побудованих у минулому та позаминулому століттях.

Одним із таких об'єктів є 2-поверховий корпус поліклініки №1 клінічної лікарні Суворовського р-ну м. Херсона.

Двоповерховий корпус поліклініки збудовано в 1939 році. Під час Другої світової війни він був зруйнований та знов відбудований в 1953 році.

Будівля 2-х поверхова з підвальним поверхом має складну в плані форму (Н- подібну). Конструктивна схема будівлі - стінова з поздовжніми несучими стінами. Фундаменти бутові стрічкові. Стіни із бутового вапняку. Перекриття монолітні залізобетонні. Горищне переkritтя – дощатий настил по дерев'яним балкам, частково монолітне залізобетонне. Сходи - залізобетонні сходинки по металевим косоурам. Дах горищний двоскатний по дерев'яним кроквам з організованим зовнішнім водостоком, покрівля із азбоцементних хвилястих листів. Грунти майданчика, де розташована будівля просадкові, можлива просадка ґрунтів основи від власної ваги становить 12,8см.

За час довготривалої експлуатації будівлі внаслідок постійного зволоження ґрунтів основи та відсутності спеціальних заходів щодо запобігання нерівномірних деформацій основи а також сприйняття виникаючих при цьому в елементах будівлі додаткових зусиль, конструкції будівлі здобули численні пошкодження.



Фото 1. Руїнування міжвіконних простінків, похилі тріщини та обсипання штукатурки в фасадній частині будівлі

У квітні 2013 р. ПП «Ротонда – Люкс» провела обстеження технічного стану поліклініки. В ході проведення цієї роботи було виявлено ряд суттєвих пошкоджень, насамперед пов'язаних з просіданням ґрунтів основи.

Згідно висновкам технічного звіту, стан будівлі оцінюється як стан III категорії (будівля непридатна до нормальної експлуатації).

Будівля поліклініки має складну геометричну форму і збудована із застосуванням конструкцій, що неспроможні сприймати зусилля від деформацій просадкових ґрунтів основи (не виконано умову [1] п.п. 1.2, 4.6, 6.15 та 6.16).

Виходячи із висновків, що викладено в технічному звіті обстеження конструкційш. ТО 2013/245 ([4], [5],) а також вимог діючих нормативних документів для зменшення негативного впливу від деформацій просадки основ на конструкції і будівлю поліклініки в цілому, та забезпечення її подальшої нормальної експлуатації передбачено наступні заходи:

**- підготовка основи фундаментів будівлі**

Часткове закріплення ґрунтів, що розташовані в активній зоні фундаменту і мають просадкові властивості (ІГЕ 2- лес макропористий) для зменшення деформації від просадки. Закріплення ґрунтів основи передбачено цементно - силікатним розчином за методом ін'єкції цементно–силікатної емульсії ([2] п. 6.3.2, 6.3.14);

**- архітектурні та конструктивні заходи**

1.Перенос приміщень із мокрими процесами з підвалуна 1-й та 2-й поверхи;

2.Розрізка двоповерхової будівлі поліклініки на окремі деформаційні блоки простої прямокутної форми з улаштуванням в місцях деформаційного шву жорстких залізобетонних рам ([1] п.п. 4.6, 6.15);



3. Надання кожному блоку підвищеної жорсткості за допомогою стягування попередньо напруженими металевими тяжами ([2] п.п. 3.4.17);

4. Підсилення окремих простінків та отворів обоймами із металевих кутиків та полоси та ін'єктуванням цементним розчином тріщин ([2] п.п. 3.4.8, 3.4.9 та 3.4.4);

**- водозахисні заходи**

1. Вертикальне планування території з відведенням атмосферної води на дороги та проїзди, а по ним - за межі ділянки ([1] п. 1.2);

2. Після завершення робіт по ін'єктуванню за периметром будівлі запроектовано водонепроникне вимощення завширшки 2м. ([1] дод. 3 п. 3б);

3. Всі водонесучі комунікації, що знаходяться ближче ніж 24м ([1] п.7.11) перекласти в водонепроникнені лотки з облаштуванням контрольних колодязів, існуючі колодязі відремонтувати і виконати посилену гідроізоляцію стінок та днища ([1] п. 7.13; [3] п.16.1.3, 16.1.7);

4. Влаштування в підвалах будівлі водонепроникненої підлоги з ухилом до приямків, облаштованих автоматичними дренажними насосами ([1] п.6.24). Перенесення всіх водо несучих комунікацій із підпільних каналів в підвал ([1] п. 6.18,[3]п. 16.1.1);

5. Запроектувати над існуючими світловими приямками прозорі козирки.

Однією з основних причин руйнування поліклініки – є просадковість ґрунтів основи. Для усунення цього негативного явища запропоновано закріплення масиву ґрунту за допомогою ін'єкції цементно-силікатної суспензії.

Метою закріплення ґрунту, шляхом цементації, є ущільнення ґрунтового масиву в основі фундаментів поліклініки, ліквідація просадкових властивостей закріпленого ґрунту, зменшення прогнозованих деформацій основи в разі замочування, підвищення показників міцності, створення водозахисного екрану.

На основі експериментальних досліджень [6], показники ґрунтуоснови, що прогноуються після ін'єкції цементно-силікатної суспензії:

густина  $\rho = 1,81 \text{ кг/см}^3$

густина сухого ґрунту (скелету)  $\rho_d = 1,73 \text{ кг/см}^3$

питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані  $c = 0,16 \text{ кг/см}^2$

кут внутрішнього тертя в водонасиченому стані  $\varphi = 24^\circ$

Глибина цементації з поверхні ґрунту 9,0м, глибина цементації з рівня підлоги підвалу 8,1м та 4,42м, роботи виконуються за допомогою влаштування свердловин діаметром 50мм.

**Підготовчі роботи**

До початку робіт по закріпленню ґрунтової основи необхідно виконати всі проектні рішення по підсиленню надземних конструкцій (ін'єктування та підсилення простінків) та тимчасові підсилення отворів.

Визначаються місця введів підземних комунікацій і забезпечується їх цілісність на час виконання робіт.

На цей період генпідрядна організація повинна забезпечити:

- підготовку будівельного майданчика, зокрема огорожу робочих ділянок, влаштування тимчасових побутових приміщень, складів, навісів, утеплення вузлів приготування розчинів;
- забезпечення майданчика водою, електроенергією, стислим повітрям;
- доставку, розміщення, підключення та перевірку технологічного обладнання;
- доставку та складування будівельних матеріалів;
- організацію лабораторного поста для контролю ін'єкційних розчинів.

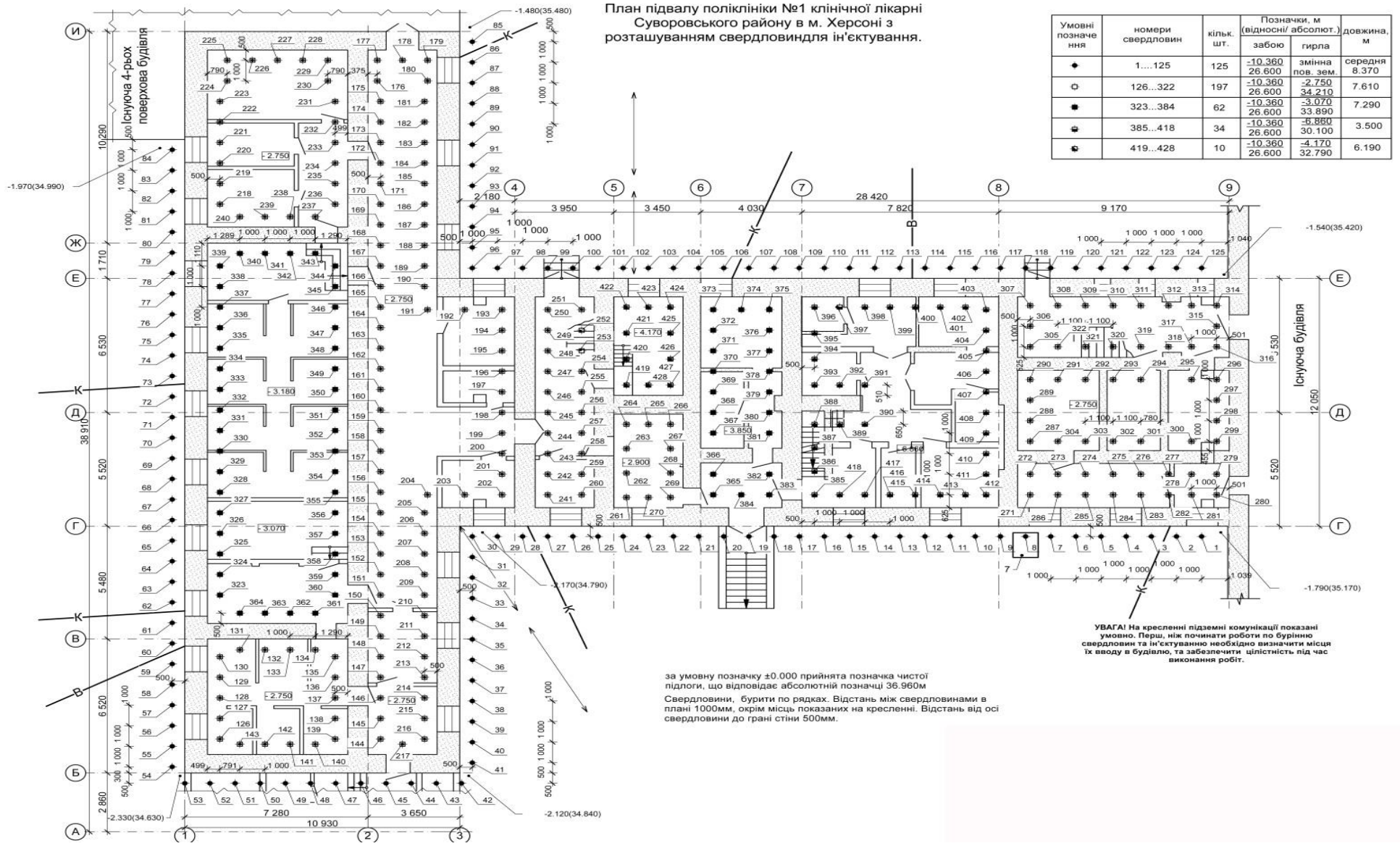


Рис. 1. Схема розташування свердловин для ін'єктування ґрунтів

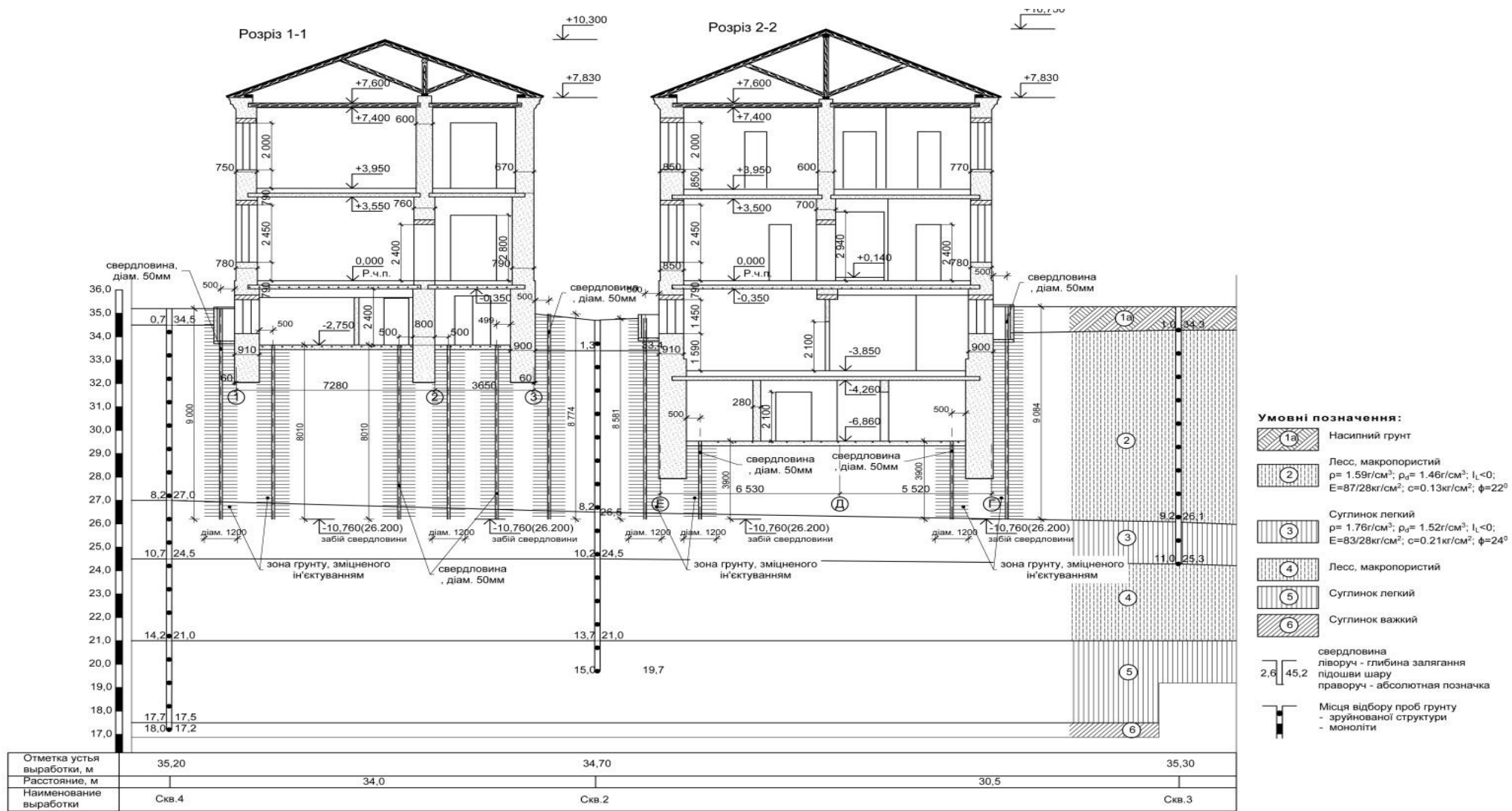


Рис. 2. Геологічний розріз з розташуванням свердловин для ін'єктування ґрунтів

### Буріння та обладнання ін'єкційних свердловин

Як було зазначено раніше: глибина цементації з поверхні ґрунту – 9,0м, глибина цементації з рівня підлоги підвалу – 8,1м та 4,42м, роботи виконуються через пробурені свердловини, діаметром 50мм.

До початку буріння всім свердловинам призначаються номери, що вказують на послідовність розташування їх за фронтом робіт, незалежно від часу буріння та ін'єктування. Додатковим свердловинам, що знаходяться поблизу, призначаються номери проектних свердловин, з додаванням літери «п» (повторна), або «к» (контрольна) і т.п.

Буріння та ін'єктування свердловин виконується від зовнішніх контурів будівлі до внутрішніх, від нижніх до вище розташованих свердловин способом послідовного зближення свердловин - чергами. (При такій послідовності наступні окремі свердловини є контрольними по відношенню до раніш оброблених).

Фактичне відхилення гирла свердловин від проектного не має перевищувати 0,1м. Буріння та ін'єктування свердловини виконується висхідними заходками, коли свердловина розбурюється на проектну глибину. Ґрунт ін'єктується послідовно заходками від забою свердловини до гирла.

Після буріння та промивання ін'єкційної свердловини проводиться гідравлічне випробування і визначається питоме водопоглинання ґрунтів, що підлягають закріпленню. На базі отриманих гідродинамічних показників призначається вид та концентрацію ін'єкційного розчину.

Наступним етапом – є дослідне закріплення ґрунту на будівельному майданчику, з метою визначення розрахункового об'єму і радіусу ін'єкції розчину, фізико - механічних характеристик посиленого ґрунту, уточнення методів і параметрів ін'єкцій (тиск, витрати матеріалу), час ін'єкції одиниці об'єму ґрунту.

За підсумками проведених робіт по зміцненню ґрунту на дослідних свердловинах виконується коригування проектної документації для ін'єкційного закріплення ґрунтів.

До початку нагнітання цементного молока свердловина промивається водою, починаючи з малого тиску з поступовим доведенням його на протязі 10...15 хвилин до необхідного для нагнітання цементно - силікатної суспензії. В промивочну воду рекомендується додавати кальциновану соду (0.25%) або їдкий натр (0.05%). Після промивки починається нагнітання в свердловину цементного молока із максимальною інтенсивністю під граничним тиском з самого початку роботи нагнітача.

Цементация ведеться з невеликими перервами в 5...10 хвилин для приготування чергової порції цементного молока. При випадкових тривалих перервах (довше більше ніж 30хвилин) свердловина ліквідується і замінюється іншою.

З початку нагнітається рідке цементне молоко складу 1:8:0.83...1:6:0.56 (Ц:В:Na<sub>2</sub>O(SiO<sub>2</sub>)<sub>n</sub>) з метою заповнення самих мілких пор, із поступовим переходом до більш густого з співвідношенням 1:5:0.47...1:3:0.2(Ц:В:Na<sub>2</sub>O(SiO<sub>2</sub>)<sub>n</sub>). Застосування суспензій із

співвідношенням більше ніж 1:8 та менше ніж 1:3 не допускається. Склад цементно-силікатної суспензії регулюється в залежності від режиму поглинання в межах допустимого значення тиску. Якщо при нагнітанні сумішей рідкого складу тиск піднімається, то необхідно продовжувати їх нагнітання до «відмови».

Цементне молоко має представляти собою однорідну ретельно перемішану масу, перемішування якої виконується постійно впродовж всього циклу нагнітання.

Для приготування ін'єкційної суміші застосовується розчинозмішувач. Складові якої вводяться в розчино змішувач в наступній послідовності вода цемент - силікат натрію. Цементний розчин з моменту приготування повинен постійно перемішуватися або перебувати в русі до часу його надходження в свердловину. До складу ін'єкційної суміші вводяться домішки – 1% поверхнево активних речовин (від маси цементу), що збільшують дальність проникнення на 60...70% .

При цементації з поверхні ґрунту (згідно із даними [7]) допустимий тиск орієнтовно буде дорівнювати:

$$P = 0,2 + m \times h \text{ МПа,}$$

де:  $m = 0,10 \dots 0,15$  – величина підвищення тиску на 1 п.м. занурення ін'єктора (уточнюється пробним нагнітанням);

$h$  – глибина занурення ін'єктора від поверхні ґрунту, м

$$P = 0,2 + 0,10 \times 9 = 1,1 \text{ МПа,}$$

Отримане значення  $P$  підлягає уточненню на місці, де виконуються роботи.

Об'єм розчину на одну свердловину

$$V = V_r \times n \times K_1 \times K_2 \times K_3, \text{ м}^3$$

Радіус закріплення приймаємо 0,6м (згідно табл.8 п. 4. [8])

$$V_{r1} = 8,77 \times 3,14 \times 1,2^2/4 = 9,91 \text{ м}^3$$

$$V_{r2} = 6,09 \times 3,14 \times 1,2^2/4 = 10,17 \text{ м}^3$$

$$V_{r3} = 8,01 \times 3,14 \times 1,2^2/4 = 10,17 \text{ м}^3$$

$$V_{r4} = 7,69 \times 3,14 \times 1,2^2/4 = 10,17 \text{ м}^3$$

$$V_{r5} = 3,90 \times 3,14 \times 1,2^2/4 = 10,17 \text{ м}^3$$

$V_{r6} = 6,59 \times 3,14 \times 1,2^2/4 = 10,17 \text{ м}^3$  – об'єм закріплюваного ґрунту в межах однієї свердловини;

$n = 0,815$  коефіцієнт пористості ґрунту;  $K_1 = 0,8$  коефіцієнт заповнення тріщин та пор;  $K_2 = 1,15$  коефіцієнт, що враховує втрати ін'єктувальних розчинів внаслідок поширення за контури зони закріплення;  $K_3 = 1,25$  коефіцієнт, що враховує вихід цементного каменю.

$$V_1 = 9,91 \times 0,815 \times 0,8 \times 1,15 \times 1,25 = 9,3 \text{ м}^3$$

$$V_2 = 6,88 \times 0,815 \times 0,8 \times 1,15 \times 1,25 = 6,45 \text{ м}^3$$

$$V_3 = 9,05 \times 0,815 \times 0,8 \times 1,15 \times 1,25 = 8,48 \text{ м}^3$$

$$V_4 = 8,69 \times 0,815 \times 0,8 \times 1,15 \times 1,25 = 8,14 \text{ м}^3$$

$$V_5 = 4,41 \times 0,815 \times 0,8 \times 1,15 \times 1,25 = 4,13 \text{ м}^3$$

$$V_6 = 7,46 \times 0,815 \times 0,8 \times 1,15 \times 1,25 = 6,98 \text{ м}^3$$

Ведення спостережень за режимом поглинання суміші, що нагнітається є обов'язковою умовою для забезпечення якісної цементації лесового ґрунту.

Дані спостережень заносяться до журналу по кожній свердловині. Припиняється цементація при досягненні так званої «відмови» - повного зупинення поглинання суспензії ґрунтом, або зменшення його до 5л/хвилину при граничному тиску. Цементну зону при цьому тиску витримують не менше 10хвилин.

Ін'єкційні роботи обов'язково документуються з зазначенням часу початку та закінчення виду роботи, номерів свердловин, меж ділянок, в яких проводяться роботи, основних технічних показників устаткування, що використовується, складу розчинів. Фіксуються дані про режим і витрати розчинів, їхні характеристики, дані гідровипробування свердловин, відхилення від ППР та чинники, що їх викликали.

При виконанні ін'єкційних робіт ведеться загальний журнал робіт, а також журнали буріння, гідровипробування свердловин, нагнітання та контролю параметрів ін'єкційного розчину і тампонажного каменю.

### **Список використаних джерел:**

1. ДБН В.1.1-5:2000 «Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах». Частина 2 «Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах». Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, К. 2000р.
2. ДБН В.3.1-1-2002 «Ремонт і підсилення несучих і огорожуючих конструкцій і основ промислових будинків та споруд». Державний комітет з будівництва і архітектури України, К. 2003р.
3. ДБН В.2.5-64:2012 «Внутрішній водопровід та каналізація». Державний комітет з будівництва і архітектури України, К. 2013 р.
4. Технічний звіт «Обстеження будівельних конструкцій по об'єкту «Посилення фундаменту (реконструкція) будівлі поліклініки №1 клінічної лікарні Суворовського району в м. Херсоні», ТО 2013/345, виконаний ПП «Ротонда-Люкс» 03.04.2013 р.;
5. Заключение об инженерно-геологических условиях площадки 4-х этажного здания поликлиники №1 клинической больницы Суворовского района в г. Херсоне, виконане Херсонським філіалом «НДІпроект реконструкція» в червні 2013 р.;
6. Дисертація к.т.н. Петухов А.О. «Вдосконалення способу улаштування ін'єкційних паль в слабих глинистих ґрунтах для умов реконструкції будівель.», Томськ, 2006р.;
7. Стаття к.т.н. Павлов А.П. «Закріплення лесових ґрунтів методом цементації», УДК 624.15. (083,75), Придніпровська ГАСА, Дніпропетровськ 2003р.;
8. Посібник по хімічному закріпленню ґрунтів ін'єктуванням в промислового та цивільного будівництві. М. Стройиздат, 1986

УДК 624.012.616.6

## ТЕХНОЛОГІЧНІ ОСОБЛИВОСТІ ВЛАШТУВАННЯ СКЛЯНОЇ ЧЕРЕПИЦІ, ЯК ЕНЕРГОЗБЕРІГАЮЧОГО МАТЕРІАЛУ

*Новікова С.М.*

*Херсонський державний аграрний університет, м Херсон, Україна*

Енергозбереження з кожним роком стає все більш актуальною проблемою. Обмеженість енергетичних ресурсів, висока вартість енергії, негативний вплив на навколишнє середовище, пов'язане з її виробництвом, - всі ці фактори мимоволі наводять на думку, що розумніше знижувати споживання енергії, ніж постійно збільшувати її виробництво, а значить, і кількість проблем.

В даний час використання енергозберігаючих технологій стає дуже важливим не тільки на державному рівні, а й на рівні кожної окремо взятої родини.

Головним напрямком енергозбереження в житлових будинках є підвищення теплозахисних властивостей огорожувальних конструкцій.

У сучасному світі існує маса інноваційних будівельних матеріалів, які мають ряд додаткових функцій та енергозберігаючих властивостей. Одним з таких матеріалів є скляна черепиця. Цей вид черепиці уже застосовувався у Німеччині в 30-х роках минулого століття. Нажаль будинки з таким покриттям не збереглися.

В колишньому Радянському Союзі також займалися «питаннями» скляної черепиці. У 1987 авторами Державного науково-дослідницького інституту скла О.А. Голозубовим та інш. була запатентовано винахід SU 1673714 «Скляна черепиця». Винахід відноситься до будівельних матеріалів, а саме до черепиці, і може бути використано в покрівлях будинків і споруд. Метою винаходу була економія витрат черепиці шляхом зменшення типорозмірів а не використання її в якості енергозбереження.

На сьогоднішній день єдиним розробником та виробником нового виду скляної черепиці вважається шведська компанія SolTech Energy. Масове виробництво якої розпочато у тільки 2005 році.

Даний покрівельний матеріал абсолютно ідентичний за своїми зовнішніми параметрами свого попередника - керамічної черепиці. Навіть форма скляної черепиці повністю повторює форму класичної глиняної черепиці. Дах будинку, захищений скляною черепицею, виглядає дуже красиво і оригінально.





Рис.1. Будинок з використанням скляної черепиці

Така черепиця не тільки виконує роль захисного матеріалу, як і звичайна черепиця, але і забезпечує обігрів житлового приміщення, використовуючи для цього лише сонячну енергію.

На відміну від звичайної, глиняної черепиці, цей вид покрівельного матеріалу абсолютно прозорий, але разом з тим є ударостійким (даний вид скла міцніше глини). Крім того, період експлуатації нової черепиці куди більше, ніж у тій, яка зроблена з глини.

Але, найголовнішою особливістю в даному випадку є здатність до енергозбереження. Черепиця, зроблена зі скла здатна акумулювати всю сонячну енергію, яка на неї потрапляє, і передавати її на обігрів води і систем опалення. Причому ця функція може зберігатися навіть в тих районах, де сонця зазвичай «не вистачає».



Рис. 2. Елемент даху з скляної черепиці

Крім того, додатковою особливістю подібного покриття є те, що взимку на такому даху ніколи не буде збиратися сніг. Справа в тому, що за день вона

накопичує в собі стільки тепла, що навіть вночі її поверхня залишається теплою (і в похмурі дні теж), а тому сніг на ній тане і не затримується.

Якщо говорити про технічні характеристики скляній черепиці, то можна виділити наступне:

- термін експлуатації від 40 років;
- ні град, ні вітер, ні тим сильніший дощ їй не небезпечний, оскільки виконана вона з розжареного скла;
- вага аналогічній звичайної керамічної черепиці;
- добре стикується з керамічною черепицею, забезпечуючи однорідність поверхні покрівлі.

Особливо актуальна така покрівля для північних районів планети, де холод тримається протягом більшої частини року. При цьому технологія виконання покрівлі зі скляної черепиці точно така ж, як і при укладанні керамічної черепиці.

Технологія укладання скляної черепиці аналогічно керамічній.

Монтаж починається з нижнього ряду. Плитка повинна лягти в паз іншої плитки і упори щільно притиснутися до обрешітки. Наступний ряд кріпиться спеціальним кріпленням з гачками на кінцях, який протягується під брусом і зверху чіпляється за спеціальні пази в плитці і кріпити на саморіз вже не потрібно. Причому кріпити можна не кожного плитку, а через одну.

Рекомендується спочатку розкласти весь ряд не прикріплюючи, щоб дізнатися, як все встане з урахуванням установки по краях покрівлі вітрової черепиці, яка має спеціальну вітрову планку.

Проміжок між брусками обрешітки для стандартних плиток як правило 30 см, що б вона зачепилася шипом за планку і зайшла на 10 см на іншу черепицю.

Якщо взяти стару технологію укладання, то черепиця не мала спеціальних виїмок і не кріпилася на спеціальні гачки, а укладалася на розчин.



Рис. 3. Технологія влаштування скляної черепиці

Єдиною різницею в її монтажі є те, що під склом залишаються зазори, де збирається повітря.

В день, коли сонячне проміння нагріває поверхню скла, разом з ним починає нагріватися і повітря, яке в свою чергу нагріє теплоносій, що використовується в будинку (при великому бажанні дах може бути підключений не тільки, до центрального опалення, але навіть до системи «тепла підлога»).

Скляну черепицю можна встановлювати на нові і вже побудовані об'єкти. Розмір і форма скляної черепиці підбирається так, щоб легко стикуватися з керамічною и може використовуватися на даху частково.



Рис. 4. Частина даху з різними видами черепиці

Максимальна користь від скляної черепиці буде отримана в тому випадку, якщо скат даху виходить на південну сторону. Дах повинен розташовуватися під кутом не більше 22 градусів.

Скляна черепиця вважається самостійним продуктом, але фірма SolTech, реалізує комплексні варіанти, які включають в себе:

- Теплова система «повітря». Призначення: повітряне опалення будинку, яке базується на основі низькотемпературної системи вентиляції.
- Теплова система «сонце». Призначення: використовується для нагріву води в системі опалення, а також підігрів води для побутового використання.
- Генератор електрики. Призначення: вироблення електричної енергії шляхом використання фотогальванічних елементів.

Всі три системи можна комбінувати між собою. Вони мають один і той же естетичний вигляд і нічим не відрізняється за міцністю.

Серед недоліків слід зазначити, що скляна черепиця більш доцільною є для влаштування дахів у північних районах. Відзначається також висока ціна такого матеріалу. В Україні пропонують черепицю виробництва Німеччини та Польщі, її ціна – 200 євро за м<sup>2</sup>.

#### **Інтернет джерела:**

1. <http://budmaydan.com/dom/stekljannaja-cherepica/>
2. <http://www.findpatent.ru/patent/167/1673714.html>
3. <http://www.stroimdom.com.ua/>
4. <http://sprb.by/>
5. <https://inforesist.org>
6. <http://pokrivelniymir.net/>
7. <http://ecology.md/>
8. <http://kvarтира.mirtesen.ru/>

#### **УДК 624.012.25**

### **ПІДСИЛЕННЯ СИСТЕМОЮ ВАЖЕЛІВ ІЗ ЗАТЯЖКОЮ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК**

*к.т.н., доцент Чеканович О.М., магістр Сакара О.С.  
Херсонський державний аграрний університет, м Херсон, Україна*

**Актуальність теми.** Залізобетонні конструкції є одними з найпоширеніших конструкцій у всіх галузях будівництва. Їх застосування знаходить своє місце у всіх областях будівництва. Таке широке розповсюдження залізобетон одержав унаслідок багатьох його позитивних властивостей.

Можна виділити такі основні переваги залізобетону: висока міцність, довговічність, вогнестійкість, стійкість проти атмосферних впливів, можливість використання місцевих будівельних матеріалів, простота формоутворення, невеликі експлуатаційні витрати на утримання, відносна економічна перевага.

Проте у свою чергу залізобетон має наступні недоліки: значну середню щільність (питома вага), високу тепло і звукопровідність, появу тріщин внаслідок усадки і невеликих силових впливів. Таким чином, виникнення і розвиток будівельних конструкцій, у тому числі залізобетонних, нерозривно пов'язано з умовами матеріального життя суспільства, розвитком продуктивних сил. Неперервний прогрес людства вимагає постійного розвитку та нових технологій у галузі будівництва. Тому виникає необхідність у використанні та детальнішому розрахунку нерозрізних статично невизначених балок.

Їхня відмінність від інших різновидів балок чи опорних конструкцій

полягає у спиранні на більш ніж дві опори та відсутності проміжних шарнірів.

До розрахункової схеми “нерозрізна балка” зводяться багато реальних конструкцій: валки прокатних станів, ролики листопробних машин, підкранові балки, довгі шпindelі, залізничні мости.

Нерозрізна балка є окремим випадком статично невизначної стрижневої системи, тому до неї застосовні всі положення розрахунку таких систем.

Виявилось, що в багатьох випадках під час експлуатації, балки піддаються повторним навантаженням, які можуть впливати на їх напружено-деформований стан та механічні характеристики бетону і арматури, але досліджень роботи балок, навіть однопролітних, при дії повторних навантажень виконано недостатньо.

Тому питання вивчення нерозрізних балок та розробки схеми їх підсилення є актуальним та потребує детального розкриття.

**Мета роботи.** Визначення несучої здатності нерозрізних залізобетонних балок, підсиленних важелями з затяжкою, та експериментально дослідити ефективну конструкцію підсилення зручним розміщенням системи зовнішнього підсилення, що ефективно підсилюються і зміцнюються при дії зовнішнього навантаження шляхом суттєвого розвантаження стиснутих зон балки і раціонального перерозподілу напруження між стисненою і розтягнутою зонами.

**Стан питання та задачі дослідження.** Моя робота являється продовженням роботи Бозродньої В.Є. «Підсилення несучої здатності залізобетонних нерозрізних балок, підсиленних системою важелів і стрижнів» [1] та патент UA109762 C2, 25.09.2015[2],

Дослідженню будівельних конструкцій, що посилені зовнішнім сталевим армуванням, присвячені роботи таких закордонних вчених як: Ейджі Йошида [6], Окамура [7], Балуха [8], Робертса [9] та ін.

Останнім часом на пострадянському просторі з'явилося чимало патентів на винаходи в галузі підсилення залізобетонних елементів затяжками. Серед плеяди винахідників треба відзначити: А. А. Мазітов; В. В. Єгоров, Є. Н. Алексашкін, Ф. С. Замалієв, Е. Ф. Замалієв, М. В. Юферєв; В. О. Булавенко; О. М. Чеканович; М. Г. Чеканович; та інші.

**Методика досліджень.** Дослідження проводились в лабораторних умовах. В якості випробувальних зразків було обрано зменшену модель у вигляді залізобетонної нерозрізної балки з габаритними розмірами 2900×140×75 мм. Величина обпирання нерозрізної балки прийнята по 50 мм від торця балки з кожної сторони. Розрахунковий прольот складає 2800 мм.

Для бетонування зразків залізобетонних балок була спеціально виконана збірно-розбірна металева опалубка на болтових з'єднаннях.

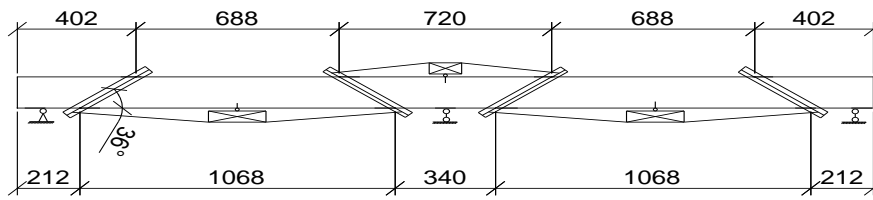


Рис. 1. Схема балки з запропонованою конструкцією підсилення з кутом важеля  $36^{\circ}$

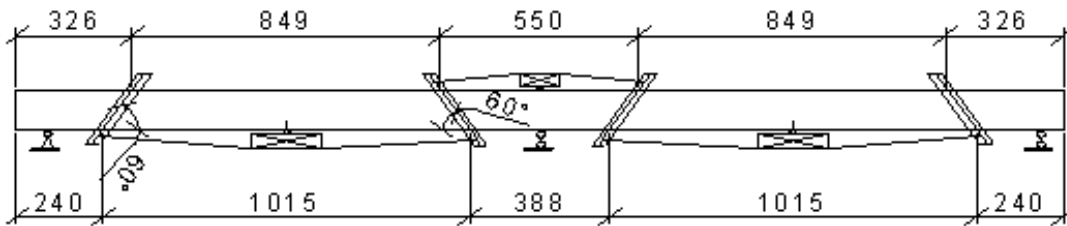


Рис. 2. Схема балки з запропонованою конструкцією підсилення з кутом важеля  $60^{\circ}$

Значення зусиль визначали за допомогою трьох протарованих кільцевих динамометрів, розташованих на опорах балки. Прогини балок фіксували за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, прикріпленими до спеціальної металевої рамки.

Деформації бетону вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 та 0,002 мм. Індикатори були розташовані на верхній та нижній гранях балки та на бічній поверхні. За даними індикаторів, що були розміщені на зовнішній арматурі системи підсилення визначили зусилля на кожній ділянці арматури з врахуванням втрат за залежностями. Протягом проведення експерименту спостерігали за тріщиноутворенням. Утворення тріщин виявляли візуально та за допомогою мікроскопа МПБ-3. Мікроскопом також визначали ширину розкриття тріщин.

Відліки за індикаторами, динамометрами і фіксацію тріщин проводили після кожного ступеня навантаження, а також після витримки. Результати вимірювань записували в журнал випробовувань.

### Список використаних джерел:

1. Бозродньої В.Є. «Підсилення несучої здатності залізобетонних нерозрізних балок, підсиленних системою важелів і стрижнів»
2. Пат. 109762 Україна, МПК E04C 3/20 (2006.01), E04C 5/08 (2006.01), E04O 23/02 (2006.01). Нерозрізна балка/ Чеканович М.Г.; винахідники: Бойко М.М., Чеканович М.Г. №а 2014 13920; заявл. 10.03.2015; опубл. 25.09.2015, Бюл. №18.
3. Yoshida, E., Murakoshi, J. and Tanaka, Y, Structural Testing of Deteriorated

Reinforced Concrete Girders Strengthened by Externally Bonded Steel Plates, Proc. JSCE Annual meeting, V, pp.377-378, 2010.(in Japanese).

4. Okamura, H., and Higai, T., Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, Proc. of JSCE,300, pp.131-141, Aug. 1980.

5. Baluch, M. H., Ziraba, Y. N., Azad, A. K., Sharif, A. M., Al-Sulaimani, G. J. and Basunbul, I. A., Shear strength of plated RC beams, Mag. of Concrete Res., 47, No. 173, pp.369-374, 1995.

6. Roberts, T. M., Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams, Structural Engineer, 67(12), pp.229-233, 1989.

**УДК 624.01**

## **ФАКТОРИ ВПЛИВУ НА ВЛАСТИВОСТІ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТУ**

*Желуденко К.В., асистент*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Проблеми раціонального використання матеріальних ресурсів, економії, зниження витрат у наш час набувають особливої актуальності. Грамотно побудовані технологічні схеми, що дозволяють максимально повно використовувати останні досягнення науково-технічного прогресу відносно економії матеріальних ресурсів, є запорукою успіху як окремих підприємств, так і економіки країни в цілому. Особливо гостро проблеми економії мінеральних в'язучих речовин, зокрема портландцементу, стоять перед підприємствами будівельної галузі, зайнятими у виробництві збірного залізобетону, стінових каменів, елементів мощення і благоустрою.

Портландцемент - це універсальне в'язуче, придатне для використання при зведенні надземних, підземних і підводних частин будівель і споруд. Його застосовують для виготовлення збірних і монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій для житлового, промислового, дорожнього, сільського і інших видів будівництва. На основі портландцементу виготовляють бетони різного виду, високомарочні будівельні розчини, теплоізоляційні матеріали тощо.

Портландцементом називається гідралічна в'язуча речовина, що отримується шляхом тонкого подрібнення цементного клінкеру, виготовленого обпаленням до спікання сировинної суміші належного складу, що забезпечує переважання в клінкері, що отримується, силікатів кальцію. Портландцемент є порошком сірувато-зеленого кольору, насипна щільність якого залежно від міри ущільнення - 900-1600 кг/м<sup>3</sup>. При взаємодії портландцементу з водою відбувається утворення нових гідратних з'єднань, що обумовлюють тужавіння і тверднення цементного тіста, розчину або бетонної суміші. На цьому явищі й обумовлено використання цементу як в'язучого матеріалу [1].

Портландцемент є найбільш дорогим компонентом бетонної суміші.

Виробництво портландцементу можливе тільки на спеціалізованих підприємствах - цементних заводах. Подрібнення сировини, тонкий помол компонентів, висока температура обпалення сировинної суміші, підвищена витрата електроенергії - усе це впливає на кінцеву вартість продукту. Одними з головних причин перевитрат портландцементу в сучасному будівництві є: дефіцит високоякісних заповнювачів (щебеню, гравію, піску); невисока первинна активність портландцементу; зниження активності портландцементу внаслідок незадовільних умов зберігання і транспортування; низька культура виробництва бетонних виробів.

Добре відомо, що основні властивості портландцементу, у тому числі, активність, швидкість тверднення визначаються не лише хімічним і мінералогічним складом клінкеру, формою і розмірами кристалів аліта і беліта, наявністю тих або інших добавок, але і, великою мірою, тонкістю помолу продукту, його гранулометричним складом і формою частинок порошку [2].

Підвищення міцності портландцементу в перші терміни тверднення значною мірою обумовлюється саме тонкістю помолу. Цементний порошок в основному складається із зерен розміром від 5-10 до 30-40 мкм. Тонкість помолу портландцементу характеризують зазвичай залишками на ситах з розміром чарунок 0,2; 0,08, а іноді і 0,06 мм, а також питомою поверхнею порошку, що визначається на приладах різної конструкції (В. В. Товарова, ПСХ, Блейна, Лі і Нерса та ін.). У цих приладах за точно встановлених умов визначають повітропроникність порошку, а потім за показниками проникності і пористості розраховують питому поверхню (з використанням залежності Козени-Кармана) [3].

Відомо, що різні фракції цементного порошку по-різному впливають як на міцність цементного каменю, так і на швидкість його тверднення. У зв'язку з цим ряд дослідників рекомендує характеризувати активність цементу не лише по питомій поверхні порошку, але і по зерновому складу. Так, А. Н. Іванов-Городов вважає, що рівномірне і швидке тверднення цементу досягається при наступних зернових складах: зерен дрібніше 5 мкм - не більше 20 %, зерен розмірами 5-20 мкм - близько 40-45 %, зерен розмірами 20-40 мкм - 20-25 %, а зерен більше 40 мкм - 15-20 % [4].

Численні дослідження, що проводилися як в нашій країні, так і за кордоном, дозволили виявити наступну залежність між кількістю зерен певного розміру і швидкістю тверднення портландцементу. Так, частки розмірами 0-5 мкм чинять вирішальний вплив на зростання міцності цементного каменю в перші години тверднення. Саме від часток цього розміру безпосередньо залежать терміни початкового тужавіння портландцементу. Частки розміром 5-10 мкм впливають на міцність цементного каменю у віці 3-7 діб, а фракція 10-20 мкм визначає міцність у віці 28 діб і пізніше. Встановлено, що, подрібнюючи один і той же портландцементний клінкер і відповідно змінюючи долю часток розміром 5-20 мкм в загальній масі цементного порошку, можна отримувати портландцемент марок 600, 700 і 700 ОБТЦ (особливо швидко тверднучий цемент) [5]. Вплив зернового складу і питомої поверхні на активність (міцність) портландцементу приведена в таблиці 1.



Таблиця 1. Вплив зернового складу і питомої поверхні на активність (міцність) портландцементу

Питома поверхня, см <sup>2</sup> /г	Вміст SO <sub>3</sub> , %	Вміст, %, фракцій, мм						Межа міцності на стиск, МПа, доба				Марка цементу при випробуванні трамбованих зразків
		0-5	5-10	10-20	0-10	0-20	>80	1	3	7	28	
2300	2	2	14	27	16	43	7	15	38	51	64,5	600
2800	2	7	14	31	21	52	4	21	35	54	74	700
4300	2,6	9	25	29	34	69	2,5	33	51	62	73	700 ОБТЦ

З представленої таблиці видно, що шляхом зміни масової долі часток певного розміру можливе отримання портландцементу високої марочної міцності при абсолютно рядових показниках питомої поверхні.

Окрім показників питомої поверхні, гранулометричного складу цементного порошку форма зерен портландцементу також чинить істотний вплив на його в'язучі властивості. Так, форма часток цементу уламкової «щебеневої» форми з гострими кутами і сильно розвиненою конфігурацією взаємодіє з водою інтенсивніше, на відміну від часток цементу заокругленої, галькоподібної форми. При рівних показниках питомої поверхні, рівному змісті часток цементу розмірами 0-20 мкм, однаковому хімічному складі міцність цементного каменю, що складається з часток уламкової форми, буде вища, ніж міцність цементного каменю, що складається з часток округлої форми. Відповідно, і швидкість тверднення портландцементу з уламковою формою часток вища, ніж із заокругленою формою. Таким чином, одна лише зміна форми часток цементного зерна із заокругленою на уламкову за інших рівних умов забезпечує підвищення активності портландцементу в середньому на 10 МПа.

Практична активність цементу багато в чому залежить від термінів і, що особливо важливо, умов його зберігання. Відомо, що перевищення гарантованого терміну зберігання і ще до того ж в негерметичній упаковці викликає процеси гідратації безпосередньо в мішках. Причому, чим вище активність цементу, тим швидше відбувається окислення поверхні цементного зерна і тим швидше відбувається зниження його активності. Найменш стійкі тонкомолоті цементи, що містять підвищену кількість C<sub>3</sub>A і C<sub>3</sub>S. Вологе повітря, що контактує з цементом, значно знижує його активність. В середньому активність портландцементу знижується через 3 місяці на 20%, через 6 місяців на 15 - 30% і через 12 місяців на 25 - 40%.

Частково гідратований портландцемент має низьку активність з ряду причин: агрегація в першу чергу тонких часток (при приготуванні бетону розмір часток в'язучого наближається до піску, тому композиту оптимальної структури не утворюється, багато пор, високе водоспоживання, слабке

пересичення розчину і низька міцність у результаті); карбонізація поверхні внаслідок активного поглинання спочатку вологи з повітря, а потім вуглекислого газу - кірка знижує швидкість реакції часток клінкерних мінералів з водою при затворенні. Механічна активація частково гідратованого портландцементу збільшує активність в багато разів завдяки дезагрегації в'язучих часток і пошкодженню (видаленню) поверхневої кірки карбонату [6].

Основні шляхи збільшення активності, підвищення міцності цементного каменю, скорочення термінів тверднення портландцементу, у тому числі і частково гідратованого, - це збільшення контактної поверхні цементного зерна, збільшення масової долі часток певного розміру, отримання часток уламкової форми. У даному випадку передбачається первинне подрібнення і тільки потім тонке подрібнення.

Комплекс заходів, що дозволяють більш повно використовувати масу цементних часток в процесі склеювання окремих зерен заповнювача в єдиний моноліт - штучний каменеподібний матеріал, називається активацією портландцементу. Але саме по собі збільшення тонкості помолу цементного зерна це ще не активація, навпаки, - збільшення дисперсності цементного порошку понад певні показники здатне значно понизити міцність і морозостійкість цементного каменю [7].

Основна небезпека збільшення тонкості помолу портландцементу, особливо у разі його подрібнення агрегатами стираючої дії, полягає у великій кількості переподрібнених часток розмірами 1-2 і навіть 5 мкм. Портландцемент, будучи гідравлічною в'язучою речовиною, здатний порівняно швидко втратити свою активність в результаті контакту найдрібніших часток з вологим середовищем, наприклад з вологим повітрям. Чим дрібніші частки цементу, тим швидше вони гідратують, навіть при короткочасному контакті з вологою. Деякі дослідники припускають, що ці високодисперсні частинки при затворенні цементу водою гідратуються так швидко, що не беруть участь в наступному його твердненні.

Проте далеко не уся маса цементного порошку потребує додаткового подрібнення при його активації, тому розподіл початкового продукту за розміром часток є дієвим способом зниження собівартості активації. Саме тому роботи, пов'язані з підвищенням в'язучих властивостей цементу заводського виготовлення, необхідно розглядати як комплекс заходів, спрямованих на збільшення дисперсності цементного порошку за рахунок коригування його гранулометричного складу. В окремих випадках для відновлення марки портландцементу досить використовувати агрегати подрібнення малої потужності і низького помольного ефекту. У інших випадках для підвищення міцності портландцементу на 1-2 марки можливе застосування високопродуктивних агрегатів активації цементного зерна. У кожному випадку виробник бетонних виробів має можливість вибору необхідного устаткування активації портландцементу для вирішення конкретних завдань цього виробництва [3].

Зважаючи, що помол цементного клінкеру з отриманням тонкодисперсного порошку дуже дорога операція (потужність приводного

двигуна кульового млина, використовуваного у виробництві цементу, продуктивністю 50 т/год досягає 1000 кВт), саме коригування гранулометричного складу цементного порошку, поза сумнівом, є економічно вигідним способом підвищення корисних властивостей портландцементу при його активації.

Існує залежність форми цементного зерна від типу помольного агрегату, яка дозволяє зробити висновки про найбільш прийнятний спосіб руйнування цементного зерна. Частки цементу отримують округлу форму в результаті тривалої стираючої дії тіл кульового млина, що мелють, з частими, але слабкими ударами куль, що падають. В результаті зерна цементу, просуваючись до виходу кульового млина, стираються кулями, що мелють, і стінками млина, набувають округлої форми. Міра заокругленості цементного зерна залежить від форми і розміру тіл, що мелють, співвідношення між довжиною і діаметром млина, міри заповнення камер тілами, що мелють, а також від ряду інших чинників. Таким чином, для отримання матеріалу високої дисперсності необхідно збільшити час контакту з тілами, що мелють. Чим більший час цементне зерно контактує з тілами, що мелють, тим більше округлу форми набуває, а чим більше округла форма цементного зерна, тим нижче активність отриманого портландцементу. Але основна проблема виготовлення особливо швидко тверднучого портландцементу з використанням кульових млинів полягає навіть не у формі отриманого цементного зерна, а у великій кількості переподрібненого матеріалу [8].

Перераховані особливості подрібнення цементного зерна методом стирання ні в якому разі не говорять про низьку ефективність найбільш широко поширених агрегатів подрібнення (кульових млинів, вібромлинів і так далі) в практиці отримання рядового портландцементу. Особливості цього типу подрібнювального устаткування впливають негативно на подрібнюваний матеріал тільки при виробництві високоактивного, швидко тверднучого портландцементу.

Абсолютно інша картина спостерігається при руйнуванні цементного зерна методом високо енергонавантаженого удару. Для цього методу руйнування цементного зерна характерна саме уламкова, кубовидна "щебенева" форма часток. Руйнування цементного зерна відбувається в результаті потужних ударів з мінімальними проміжками часу між ними. У цьому випадку практично повністю виключається переподрібнення і агломерація щонайтонших часток подрібнюваного матеріалу. Подрібнюваний матеріал ефективно охолоджується, час його перебування в помольному агрегаті обчислюється сотими частками секунди. Висока продуктивність, мала енергонавантаженість, низькі маса-габаритні показники - відмітні ознаки подрібнювальних агрегатів ударної дії (дезінтегратори, млини струйні).

Метод виготовлення рядового портландцементу (М 400, М 500) із застосуванням кульових млинів великої продуктивності, цілком реабілітовує себе при масовому виробництві цементу, абсолютно не підходить для підприємств, зайнятих у виробництві бетонних виробів і зацікавлених в отриманні високоміцних, швидко тверднучих вяжучих речовин.

Тим більше, що окрім високої вартості, значних маса-габаритних показників, високого енергонавантаження, кульовим млинам властиві й інші серйозні недоліки, що знижують їх практичну цінність в процесі отримання високомарочного портландцементу, зокрема, великий відсоток переподрібненого матеріалу, що заважає отримати максимально можливий економічний ефект від використання активації цементу на виробництві бетонних виробів. Таким чином, при проведенні робіт по активації портландцементу безпосередньо на виробництві бетонних виробів необхідно пам'ятати, що переподрібнення цементного зерна різко негативно позначається на практичних результатах активації [4].

Використання в практиці сучасного будівництва результатів багаторічних досліджень, присвячених збільшенню активності в'язучих речовин, останніх досягнень науково-технічного прогресу в процесі створення ефективних агрегатів ударного подрібнення, дозволяє по-новому поглянути на ситуацію в області виробництва і застосування мінеральних в'язучих речовин і створює передумови для її удосконалення і розвитку.

#### **Список використаних джерел:**

1. Горчаков Г.И., Баженов Ю.М. Строительные материалы: Учеб. Для вузов. – М.: Стройиздат, 1986. – 688 с.
2. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981 – 464 с.
3. Бутт Ю.М., Тимашев В.В. Портландцементный клинкер. М.: Стройиздат, 1967.-304С.
4. Молчанов В.И., Селезнева О.Г., Жирнов Е.Н. Активация минералов при измельчении. М.: Недра, 1988, -208 с.
5. Ходаков Г.С. Тонкое измельчение строительных материалов. М.: Стройиздат, 1972. 239 с.
6. Агеенко В.Е., Гальперина Т.Я. Физические свойства лежалого клинкера //Цемент, №1 1987, с.
7. Баженов Ю.М., Плотников В.В. Активация вяжущих композиций в роторно-пульсационных аппаратах. - Брянск, БГИ-ТА, 2001.
8. Богданов В.С., Пироцкий В.З. Современные измельчители: характеристики и оценка для процесса помола клинкера Цемент и его применение. 1998, 4, с.

УДК 624.012.25

## **ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ.**

*старший викладач Романенко С.М., магістранти Айметов А.Е.,*

*Удовіченко Д.В., Жуковська А.О.*

*Херсонський державний аграрний університет, м Херсон, Україна*

**Актуальність теми.** Протягом експлуатації будівлі, споруди та їх елементи знаходяться під дією навантажень і впливів, які спричиняють фізичне зношення будинків. Унаслідок цього виникає необхідність проведення ремонтних робіт та реконструкції. Особлива увага приділяється можливості підсилення існуючих конструкцій з метою збільшення їх несучої здатності.

Оскільки серед будівельних конструкцій, які використовуються при зведенні промислових та цивільних споруд, переважають залізобетонні конструкції, то актуальне значення має аналіз існуючих і розробка нових методів підсилення таких конструкцій.

Одним з найпопулярніших та найефективніших способів підсилення конструкцій є підсилення за рахунок застосування затяжок та шпренгелів, що утворюють попереднє напруження конструкцій. Такий метод є досить ефективним і не потребує виведення з експлуатації всієї будівлі та припинення виробництва.

**Мета роботи.** Визначити експериментальним та теоретичним шляхом параметри міцності та деформативності залізобетонних балок, підсилених поздовжньо-поперечною зовнішньою системою.

**Стан питання та задачі дослідження.** Різні способи підсилення залізобетонних конструкцій розглядалися в працях таких вчених, як Танаев В.А., Онуфрієв Н.М., Мурашов В.І., Лазовський Д.Н., Леванов Н.М. Експерименти таких європейських інженерів як Мандель, Джексон, А.Ф.Лолейт, японських вчених ЕйджіЙошида, ЙошикіТанака та ДжунМуракоші і багатьох інших [1-4]. Підсилення залізобетонних конструкцій за рахунок застосування затяжок та шпренгелів, що утворюють попереднє напруження конструкцій.

Експериментальні дослідження міцності та деформативності балок проводилися на основі патенту 87047 Україна [9]. Конструкція балки включає залізобетонне тіло 1 і затяжку 2, взаємодіючу з натяжним елементом 3, що обпирається на нижню грань балки, і поперечну зовнішню арматуру 4, взаємодіючу з верхньою і нижньою її гранями, а в середній частині взаємодіючу з затяжкою 2, при цьому поперечна арматура 4 розтягнута, гнучка і розташована дзеркально симетрично в приопорних зонах балки з нахилом під гострим кутом  $\alpha$  до верхньої її грані та під гострим кутом  $\beta$  до нижньої її грані і закріплена одним кінцем на її верхній грані ближче до середини балки з обмеженням зміщення до середини, а іншим кінцем на нижній грані ближче до

опор балки з обмеженням зміщення до опор. При навантаженні балки натяжний елемент відхиляє затяжку донизу, суттєво зростає зусилля розтягу в затяжці, яка стягує до середини зовнішню поперечну арматуру. Через похиле розташування зовнішньої поперечної арматури з обов'язковим збереженням гострого кута до верхньої грані балки, зверненим до кінців балки, виникає зусилля розтягу у верхній стисненій грані балки, тим самим розвантажуючи і зміцнюючи стиснену зону балки. Сила натягу нижньої ділянки поперечної арматури більша, ніж верхньої. У результаті обтиск нижньої розтягнутої зони вищий, ніж розтяг верхньої стисненої зони, і це значною мірою компенсує низку міцність бетону на розтяг.

**Методика досліджень.** Для експериментальних досліджень було виготовлено серію зразків залізобетонних балок. Перед виготовленням залізобетонних балок проведена перевірка властивостей вихідних матеріалів [5-8].

Формування виробів передбачало складання опалубки, установлення арматурних каркасів, укладання бетонної суміші у форму та ущільнення. Для виготовлення залізобетонних виробів застосовували металеву опалубку.

Балки бетонували серіями, залежно від конструкції.

Серія I – БО-I– звичайна залізобетонна балка довжиною 2100 мм з розмірами поперечного перерізу 200×100 мм без підсилення. Балок у серії – 2 шт.



Рис. 1. Фото випробування підсиленої балки серії БО-I-I

Серія II – БПП-III– залізобетонна підсилена балка довжиною 2100 мм з розмірами поперечного перерізу 200×100 мм. Балок у серії – 2 шт.



Рис. 2. Фото випробування підсиленої балки серії БПП-III-I

Для визначення міцності і деформативності залізобетонних балок були проведені експериментальні випробування.

Значення зусиль визначали за допомогою двох протарованих кільцевих динамометрів, розташованих на опорах балки.

Прогини балок фіксували за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, прикріпленими до спеціальної металевої рамки.

Деформації бетону вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 та 0,002 мм. Індикатори були розташовані на верхній та нижній гранях балки та на бічній поверхні.

Деформації арматури визначали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Індикатори фіксували на спеціальних тримачах, які кріпилися до арматури за допомогою гвинтів.

Протягом проведення експерименту спостерігали за тріщиноутворенням. Утворення тріщин виявляли візуально та за допомогою мікроскопа МПБ-3. Мікроскопом також визначали ширину розкриття тріщин.

Відліки за індикаторами, динамометрами і фіксацію тріщин проводили після кожного ступеня навантаження, а також після витримки. Результати вимірювань записували в журнал випробувань.

**Висновки.** Було виконано теоретичний розрахунок звичайних та підсилених балок. У результаті було визначено згинальні моменти в балках, теоретичні значення порівняні з отриманими в результаті проведення експерименту. Максимальний згинальний момент у підсиленій балці склав  $M = 7,65 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , у звичайній балці максимальний згинальний момент досягнув значення  $M = 4,79 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Звичайна балка серії БО-І витримала навантаження величиною 7,18 кН. Балка серії БПП-III, підсилена поздовжньо-поперечною зовнішньою системою, витримала навантаження величиною 11,47 кН. У результаті несуча здатність підсиленої балки виявилася в 1,6 рази більше в порівнянні зі звичайною залізобетонною балкою. Тобто, підсилення поздовжньо-поперечною зовнішньою системою є ефективним, у результаті підвищується несуча здатність балок та їх деформативність.

#### **Список використаних джерел:**

1. Танаев В.А. Проектирование усиления строительных конструкций: учебное пособие / В.А.Танаев. – Хабровск: Издательство ДВГУПС, 2008, стр.4-10.
2. Леванов Н.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные конструкции. – М.: «Высшая школа», 1965. – 19-21 с.
3. Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. / Под ред. Пастернака П.Л. – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. – 12-15 с.
4. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. М.-Л.: Стройиздат, 1965. – 9-21 с.; 151-163 с.

5. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДСТУ Б В.2.7-75:1998. Щебінь і гравій щільні природні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. – Київ: Мінрегіонбуд України, 1998
7. ДСТУ Б В.2.7-32-95. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. – Київ: Мінрегіонбуд України, 1995.
8. ДСТУ Б.В.2.7-46-96. Цементи загально будівельного призначення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 1995.
9. Патент № 87047 Україна, МПК E04C3/00. Регульованообтиснена залізобетонна балка/ Чеканович М.Г.; заявник і патентовласник: Чеканович М.Г - №а 200710856; заявл. 01.10.2007; опубл. 10.06.2009, Бюл. № 11.

УДК 624.012.25

## **ПІДСИЛЕННЯ ПОВЗДОВЖНЬОЮ ДРОТОВОЮ АРМАТУРОЮ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК**

*к.т.н., доцент Чеканович О.М., магістр Дробаха Д.О,  
Херсонський державний аграрний університет, м Херсон, Україна*

**Актуальність теми.** Останнім часом, з розвитком наукової думки, стає потреба у будівлях, які б відповідали новітнім технологічним та нормативним вимогам.

У сучасних умовах для багатьох промислових підприємств, а інколи й громадських будівель, виникає необхідність в проведенні робіт з реконструкції (планованої чи аварійної). Зазначені роботи часто пов'язані з необхідністю відновлення та підсилення несучих конструкцій будівлі. Важливою особливістю проведення таких робіт є наявність певного залишкового навантаження конструкцій, оскільки досягти їх абсолютного розвантаження на час виконання робіт з підсилення чи відновлення є, як правило, надзвичайно складним завданням.

Одним з найбільш ефективних методів відновлення та покращання експлуатаційних властивостей будівель, споруд чи окремих конструктивних елементів є їх підсилення. Сьогодні проблема ефективного виконання підсилення конструкцій, що експлуатуються або перебувають під певним залишковим навантаженням, недостатньо вивчена і тому є актуальною і потребує дослідження.

**Мета роботи.** Запропонувати, виконати і експериментально дослідити ефективну конструкцію підсилення залізобетонних балок, яка б могла регулювати зусилля в балковому елементі, розвантажувати стиснену зону і компенсувати негативний вплив зовнішнього навантаження, при цьому в повній мірі використовуючи властивості міцності бетону і сталі.

**Стан питання та задачі дослідження.** Відомими способами підсилення є



встановлення горизонтальних, шпренгельних або комбінованих затяжок [1-5]. Проблемі підсилення залізобетонних згинальних елементів зовнішньою арматурою присвячені роботи вітчизняних авторів: Абовського М.П., Ахмеднабієва Р.М., Гамбарова Г.А., Гитлевича М.Б., Голишева А.Б., Гриневича Є.О., Губія М.М., Динельта Ю.Б., Домбаєва І.А., Зубарева А.Н., Ізбаша М.Ю., Калініна А.А., Клименка Є.В., Клименка Ф.Е.

Дослідженню будівельних конструкцій, що посилені зовнішнім сталевим армуванням, присвячені роботи таких закордонних вчених як: Ейджі Йошида [6], Окамура [7], Балуха [8], Робертса [9] та ін.

Останнім часом на пострадянському просторі з'явилося чимало патентів на винаходи в галузі підсилення залізобетонних елементів затяжками, зокрема шпренгельними. Серед плеяди винахідників треба відзначити: Ф. С. Замалієв, Е. Ф. Замалієв, А. А. Мазітов; В. В. Єгоров, Є. Н. Алексашкін, С. В. Медвежонков, М. В. Юферєв; І. С. Гучкін, В. О. Булавенко; О. М. Чеканович; М. Г. Чеканович; та інші.

**Методика досліджень.** Дослідження проводились в лабораторних умовах. В якості випробувальних зразків було обрано зменшену модель у вигляді залізобетонної балки з габаритними розмірами 2100×200×100 мм. Величина обпирання балки прийнята по 50 мм від торця балки з кожної сторони. Розрахунковий прольот складає 2000 мм.

Для бетонування зразків залізобетонних балок була спеціально виконана збірно-розбірна металева опалубка на болтових з'єднаннях.

Балки бетонували серіями, залежно від конструкції.

Серія I – БО-I– звичайна залізобетонна балка без підсилення. Балк у серії – 2 шт.



Рис. 1. Загальний вигляд випробування підсиленої балки серії БО-I-I

Серія II – БП-II– залізобетонна підсилена балка. Балок у серії – 2 шт. В якості зовнішньої арматури підсилення використовувалася дрова арматура класу В-I номінальним діаметром 5 мм.

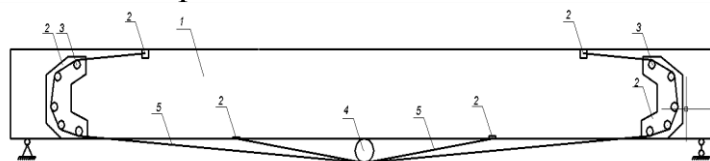


Рис. 1. Схема балки з запропонованою конструкцією підсилення  
1 - залізобетонна балка; 2 – закладні деталі; 3 – муфти; 4 – коток; 5 –  
натяжна зовнішня арматура.

Фото випробування однопрольотної вільно обпертої балки, підсиленої запропонованою системою, з розміщенням індикаторів годинникового типу та тензорезисторів наведена на рис. 2.



Рис. 2. Загальний вигляд балки з запропонованою регульованою конструкцією підсилення під час випробування

Значення зусиль визначали за допомогою двох протарованих кільцевих динамометрів, розташованих на опорах балки.

Прогини балок фіксували за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, прикріпленими до спеціальної металевої рамки.

Деформації бетону вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 та 0,002 мм. Індикатори були розташовані на верхній та нижній гранях балки та на бічній поверхні.

За даними індикаторів, що були розміщені на зовнішній арматурі системи підсилення визначили зусилля на кожній ділянці арматури з врахуванням втрат за залежностями.

Протягом проведення експерименту спостерігали за тріщиноутворенням. Утворення тріщин виявляли візуально та за допомогою мікроскопа МПБ-3. Мікроскопом також визначали ширину розкриття тріщин.

Відліки за індикаторами, динамометрами і фіксацію тріщин проводили після кожного ступеня навантаження, а також після витримки. Результати вимірювань записували в журнал випробувань.

Особливістю даної конструкції є можливість розвантаження стиснутої зони балки, на відміну від традиційних шпренгельних затяжок, що довантажують її. Крім цього, система ефективно працює при асиметричному навантаженні. Найбільшу несучу здатність підсилених балок показали балки серії БП-III, підсилені запропонованою конструкцією із зовнішньою сталеву арматурою у вигляді двох гілок з одного дроту  $\varnothing 5$  мм і діаметром котка посередині прольоту  $d_k = 55$  мм.

**Висновки.** Запропоновано і випробувано нову конструкцію підсилення залізобетонних балок. Несуча здатність підсилених балок була вище звичайних. Особливістю роботи конструкції є розвантаження стиснутої зони балки, обтиск нижньої її грані та влаштування піддатливої опори посередині прольоту балки, що дає можливість раціонально перерозподіляти напруження в балці. Найбільшу несучу здатність з представлених підсилених балок показали балки серії БП-III, підсилені запропонованою конструкцією із зовнішньою сталеву

арматурою у вигляді двох гілок з одного дроту  $\varnothing 5$  мм і діаметром котка посередині прольоту  $d_k = 55$  мм.

### Список використаних джерел:

1. Голышев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А.Б. Голышев, И.Н. Ткаченко. - К.: Логос, 2001. - 172 с.
  2. Домбаев И.А. Обжатие железобетонных конструкций внутренним шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками: автореф. дис. канд. тех. наук: 05.23.01/ И.А. Домбаев – Х., 1997. - 24с.
  3. Малыганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий (атлас схем и чертежей)/ А.И. Малыганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – Томск, 1990.- 320 с.
  4. Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений/ Н. М.Онуфриев.- Ленинград, 1965. - 342 с.
  5. Шагин А.Л.Обжатие конструкций шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками/ А.Л.Шагин, И.А. Домбаев// Коммунальное хозяйство городов. – К.: Техника, 1997. - № 8. - С.33-36.
  6. Yoshida, E., Murakoshi, J. and Tanaka, Y, Structural Testing of Deteriorated Reinforced Concrete Girders Strengthened by Externally Bonded Steel Plates, Proc. JSCE Annual meeting, V, pp.377-378, 2010.(in Japanese).
  7. Okamura, H., and Higai, T., Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, Proc. of JSCE,300, pp.131-141, Aug. 1980.
  8. Baluch, M. H., Ziraba, Y. N., Azad, A. K., Sharif, A. M., Al-Sulaimani, G. J. and Basunbul, I. A., Shear strength of plated RC beams, Mag. of Concrete Res., 47, No. 173, pp.369-374, 1995.
  9. Roberts, T. M., Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams, Structural Engineer, 67(12), pp.229-233, 1989.
- УДК 624.012

### УДК 624.01

## ЗАХИСТ ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ВІД ВПЛИВУ ВОЛОГИ

*Желуденко К.В., асистент*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Необхідність гідроізоляційного захисту фундаментів від імовірних руйнувань викликана можливістю проникнення всередину них вологи. Більшість матеріалів цих конструкцій мають пористу структуру, яка добре пропускає воду. Волога, що потрапляє в пори, замерзаючи взимку,

розширюється і руйнує матеріал підземної частини будівлі на всю глибину замочування.

Причиною руйнування матеріалу фундаменту будівлі є агресивність ґрунтових вод, тобто наявність вільної вуглекислоти, органічної або сірчаної кислоти, сірчаноокислого магнію або водневих іонів. Це викликає корозію бетону і зменшує його несучу здатність, внаслідок чого інтенсивність руйнування фундаментів та інших частин будівель різко зростає. Ґрунтові води поділяються на підвішені, напірні, безнапірні та слабонапірні. Безнапірні води безпосередньо контактують через відкриті пори водопроникного ґрунту з атмосферою у той час, як напірні води відділені від атмосфери водонепроникними ґрунтами і мають такий напір, який дозволяє їм виходити на поверхню землі. Особливу небезпеку для фундаментів складають напірні ґрунтові води з агресивною складовою. Саме тому для забезпечення нормальної експлуатації будівель велику увагу потрібно приділяти влаштуванню гідроізоляційного захисту їх підземних конструкцій.

Для запобігання руйнування фундаментів від дії ґрунтової води і талих та дощових вод, що проникають у ґрунт, використовують відведення, дренажування й гідроізоляцію [2].

Водовідведення забезпечується створенням вимощення з ухилом в сторону від будівлі, вертикальним плануванням території забудови за рахунок надання місцевості певних ухилів, та влаштуванням системи водовідвідних каналів і зливної каналізації. З метою недопущення накопичення води під час будівництва, пазухи траншей і котлованів заповнюються добре ущільненим ґрунтом [2].

Якщо фундаменти за проектом не захищені від впливу гідравлічного напору, доцільно передбачати дренаж. Від дренажів вода самопливом спрямовується до водоприймальних пристроїв (колодязів, каналів) або в зливову каналізацію. Найбільш поширені такі види дренажів: траншейний, закритий безтрубний, закритий трубний, галерейного типу, пластовий. У практиці найчастіше використовується пластовий дренаж - шар із гравію або щебеню, який розміщують під підлогою поєднуючи з перфорованими трубами або без них. До водозбірного колодязя дренажні труби підключають вище від найбільш можливого рівня ґрунтових вод, для того щоб запобігти зворотному руху води в дренажі [3].

Найчастіше водозниження у повному обсязі не забезпечує потрібного режиму вологості в конструкціях будівель, тому його влаштовують спільно з гідроізоляцією. Головна вимога до гідроізоляції – її надійність, оскільки вона призначена захищати конструкцію від вологи при усій сукупності силового, деформаційного та температурного впливу. Обираючи спосіб гідроізоляції, необхідно враховувати умови зведення та експлуатації будівлі, стан конструктивних елементів, пористість і міцність матеріалів, гідрогеологічні умови (тип та властивості ґрунтів, рівень ґрунтових вод, мінералізацію ґрунтових вод і промислових стоків), та температурно-вологісний режим [1].

Існує велика кількість гідроізоляційних матеріалів, однак надійний результат можна отримати лише при правильному підборі матеріалів, їх

комбінації та дотриманні технології виробництва робіт. Гідроізоляція обов'язково передбачається у тому випадку, якщо рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині менше 1 метра від подошви фундаменту.

Матеріали для гідроізоляції підземних конструкцій поділяються за характером розташування на площині – вертикальна і горизонтальна гідроізоляція. Вертикальна гідроізоляція наноситься на вертикальну частину фундаменту та захищає його від надходження вологи з бокових сторін. Її розраховують на вплив гідростатичного тиску на фундамент, враховуючи прийняту розрахункову схему.

Горизонтальна гідроізоляція призначена для захисту від капілярної вологи, що діє по горизонтальній площині. Її розміщують між рівнем вимощення та рівнем підлоги першого поверху. Для створення неперервного водонепроникного бар'єру на вирівняну цементним розчином поверхню укладають два шари рулонного матеріалу, стикуючи полотнища урозбіж [2]. Часто у місцях стику монолітної та збірної конструкції, введення інженерних комунікацій пошкоджується з'єднання горизонтальної та вертикальної гідроізоляцій, тому потрібно забезпечити надійне їх сполучення для захисту від проникнення вологи.

Залежно від способу використання, гідроізоляцію поділяють на фарбувальну, штукатурну, проникаючу, монтовану, обклеювальну, просочувальну, засипну.

Фарбувальну гідроізоляцію використовують для захисту підземних конструкцій, які знаходяться нижче поверхні ґрунту, від капілярної вологи. Вона представляє собою тонку водонепроникну оболонку, яка утворюється після багаторазового нанесення на поверхню гарячих мастик. Для влаштування фарбувальної гідроізоляції застосовують бітумні, бітумно-полімерні суміші; полімерні й фарбувальні суміші; олієвмісні лаки і фарби. Технологічний процес нанесення гідроізоляції даного виду включає такі операції: очищення поверхні від бруду та вирівнювання цементною штукатуркою, ґрунтовка розрідженою мастикою, фарбування двома – чотирма шарами гідроізоляційного матеріалу[2].

Штукатурна гідроізоляція застосовується на поверхні споруд, що не піддаються дії вібрації після осідання. Для її влаштування передбачається застосування розчинів і дисперсій на основі цементів, полімерцементних розчинних сумішей, рідкого скла, бітумів, бітумо-полімерних та полімерних матеріалів. Така гідроізоляція армується металевими сітками та скляним або синтетичним волокном. Штукатурний шар наноситься цемент-гарматою два-три рази, а загальна товщина складає 25 – 30 мм.

Обклеювальну гідроізоляцію використовують для захисту підземних і надземних споруджень від дії ґрунтових вод. Для її виконання застосовують руберойд, гідроізол, ізол, поліетиленові плівки та інші рулонні матеріали, що мають біостійкі властивості. Рулонні матеріали наклеюють у декілька шарів з розташуванням стиків урозбіж. Кількість шарів залежить від гідравлічного тиску, виду конструкції та гідроізоляційного матеріалу. Для збереження обклеювальної гідроізоляції на вертикальних поверхнях влаштовують глиняний

замок.

Проникаюча гідроізоляція використовується для захисту зовнішніх стін, стін підвалів, фундаментів, колодязів, тунелів, басейнів. Вона має високу хімічну стійкість, підвищує щільність і морозостійкість бетону, та захищає його від вивітрювання.

Просочувальна гідроізоляція виконується шляхом просочування будівельних конструкцій гідроізоляційним матеріалом. Просочувальні речовини підвищують щільність і гідрофобність поверхні конструкції та зменшують водонепроникність. Такий вид гідроізоляції використовують для збірних елементів, що піддаються інтенсивним механічним навантаженням [3]. Засипну гідроізоляцію виконують з гідрофобного сипкого матеріалу та використовують для фундаментів будівель без підвалів [2].

Монтовану гідроізоляцію застосовують для захисту приміщень, що експлуатуються в жорстких умовах. У випадку, якщо ґрунтові води неагресивні, її виконують з металевих листів, з'єднаних зварюванням. Внутрішню поверхню металевих листів покривають антикорозійним лаком [2]. При влаштуванні гідроізоляційного захисту конструкцій необхідно забезпечувати надійне зчеплення поверхні з основою, суцільне покриття гідроізоляційним матеріалом та рівномірну його товщину. Це досягається якісним вирівнюванням поверхні, її очищенням, ґрунтуванням, ретельним виконанням швів і стиків. У процесі підготовки бетонних та цегляних конструкцій видаляють нерівності, зрізають виступаючу арматуру, заповнюють пустоти і раковини. Зазвичай підготовку поверхні виконують ручними електро- або пневмоінструментами, піскоструминними апаратами та шліфувальними машинами. В окремих випадках рівномірність поверхні досягають, влаштовуючи цементно-піщану стяжку чи штукатуркою.

Отже, ґрунтові води суттєво впливають на довговічність підземних конструкцій будівель та споруд. Їх дія є однією з основних причин руйнування фундаментів та інших конструктивних елементів, не оброблених гідроізоляційними матеріалами. Тільки у випадку правильно влаштованого гідробар'єру будівля простоїть довгі роки, а тому захист підземних конструкцій – один з найважливіших етапів зведення будівель і споруд. Причинами неефективної роботи гідроізоляції можуть бути неправильний вибір її конструкції, виду й матеріалу, порушення технології влаштування. Внаслідок цього не існує універсальних захисних методів і матеріалів. Для вибору найбільш ефективної та економічної системи гідроізоляції будівлі необхідне його ретельне обстеження, оскільки помилки у виборі гідроізоляції не забезпечать бажаного результату, і навіть застосування найсучасніших матеріалів та технологій не буде гарантувати очікуваного ефекту. Тому потрібен комплексний підхід з підготовкою технічного рішення, підбором гідроізоляційних матеріалів і виконанням робіт спеціалістами відповідної кваліфікації.

### Список використаних джерел:

1. Зарубина, Л. П. Гидроизоляция конструкций, зданий и сооружений: [монография] / Людмила Зарубина. – Санкт-Петербург: БХВ-Петербург, 2011. – 266 с.
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков, В. Б. Швець, О. В. Школа, С. В. Біда, Ю. Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2003. – 446 с.: іл.
3. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, О.В. Солодянкін, В.Г. Шаповал, О.М. Шашенко, С.В. Біда. – Дніпропетровськ: «Пороги», 2014. – 231 с., видання друге, перероблене і доповнене.

УДК 620.92.

## СТАН ВПРОВАДЖЕННЯ ЗАХОДІВ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ І ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ В БУДІВЛЯХ ТА СПОРУДАХ В КИЇВСЬКІЙ ОБЛАСТІ

*Мищенко О.В.*

*Заступник голови Київської обласної державної адміністрації,  
член-кореспондент Академії будівництва України*

Відповідно до Стратегії сталого розвитку «Україна – 2020», схваленої Указом Президента України, одним із першочергових завдань визначено реалізацію програми енергонезалежності, основною метою якої є забезпечення енергетичної безпеки і перехід до енергоефективного та енергоощадного використання та споживання енергоресурсів із впровадженням інноваційних технологій, як найвищий пріоритет соціально-економічного розвитку України.

За результатами проведених енергетичних аудитів на об'єктах бюджетної сфери (біля 100 об'єктів), ми побачили, що 95% будівель мають клас енергоефективності «F» (найнижчий). Потенціал енергозбереження дорівнює 51%, усі обстежувані будівлі потребують комплексної термомодернізації (розраховується на основі різниці в % розрахункового або фактичного значення питомих витрат, від максимально допустимого значення). Середнє питоме споживання теплової енергії будівель в Україні у 3-4 рази вище ніж у країнах Європейського Союзу та становить близько 180 кВт•год на м.кв. на рік, аналогічний показник країн ЄС є на рівні 55-57 кВт\*год на м.кв. на рік. З огляду на це, потенціал енергозбереження на комунальних об'єктах області та зниження споживання ними енергії і пов'язаних бюджетних витрат може становити до 50% від теперішніх витрат, а це майже 400 млн.грн. щорічно, за 30 років – понад 11 млрд. 250 млн.грн

Втрати теплової енергії будинком, а також потенціал енергозбереження

сьогодні має такий розподіл:

- зовнішні стіни – 40 % (потенціал економії – 70 %);
- вікна, двері – 25 % (потенціал економії – 50 %);
- вентиляція – 15 % (потенціал економії – 65 %);
- гаряча вода – 10 % (потенціал економії – 30 %);
- дах, підлога – 8 % (потенціал економії – 50 %);
- трубопроводи, арматура – 2 % (потенціал економії – 35 %).

З огляду на дані, основне споживання енергоносіїв пов'язане з опаленням будинку з причини теплових втрат через вікна, стіни, дах, підлогу та за рахунок вентиляції. Вирішення цих заходів пов'язане з проведенням комплексної термомодернізації будинків і споруд.

У березні цього року почали розробку проекту «Пасивний дім» - це Амбулаторія на території Вишгородського району, зображеному на рисунку 1, яка у подальшому буде споживати до 15 кВт•год/(м<sup>2</sup>•рік).

а)



б)



Рис.1. а) проект «Пасивний дім», б) заходи підвищення енергоефективності



На території Білоцерківського району – вирощується нова біокультура – міскантус (енергетична верба), організовані уроки енергоощадності для школярів Білоцерківського району, де кожний учень може долучитися до процесу вирощування і пізнання нової інформації про НВДЕ (нетрадиційні відновлювальні джерела енергії).

На виконання доручення голови облдержадміністрації за результатами наради у березні ц.р. у Київській області впроваджується система енергоменеджменту, яка спрямована на забезпечення раціонального використання паливно-енергетичних ресурсів комунальних підприємств, у бюджетних закладах, що дозволить оптимізувати обсяги енерговитрат на 10-15% у рік.

З метою підвищення рівня знань та навичок у сфері енергоощадності та управління системою енергоменеджменту, в області створюється платформа інформаційно-освітнього забезпечення з підготовки, підвищення кваліфікації кадрів в цій сфері, як окремої форми безперервного навчання із застосуванням інноваційних інформаційно-комунікаційних технологій.

Отже, програмою будівництва, реконструкції та ремонту об'єктів інфраструктури Київської області на 2016-2018 роки передбачено багато заходів з оптимізації енерговитрат будівель і споруд.

Департаментом регіонального розвитку та житлово-комунального господарства Київської обласної державної адміністрації розроблено проект змін до Програми будівництва, реконструкції та ремонту об'єктів інфраструктури Київської області на 2016-2017 роки у зв'язку з необхідністю продовження терміну реалізації Програми до 2018 року та формування переліку заходів, для реалізації у 2017-2018 роках.

Програмою передбачається реалізація будівництва, реконструкції та ремонту об'єктів за наступними напрямками:

– Будівництво, реконструкція та ремонт об'єктів дорожнього господарства

Одним з найважливіших пріоритетів щодо забезпечення інвестиційної привабливості Київської області є розбудова та модернізація транспортної інфраструктури.

Основними обмеженнями сталого розвитку Київської області, що стримують забезпечення зростаючого за обсягами та якістю транспортними послугами є недостатнє фінансування будівництва нових автомобільних сполучень, а також реконструкція вже існуючих.

У зв'язку з цим, проектом змін до Програми передбачено будівництво, реконструкція та ремонт 177 об'єктів дорожнього господарствана загальну суму 247 935,045 тис.грн., з яких 186 917,649 тис. грн. – кошти обласного бюджету та 61 017,396 тис. грн. – співфінансування з місцевих бюджетів.

– Будівництво, реконструкція та ремонт закладів освіти

Перевантаженість дошкільних та загальноосвітніх навчальних закладів, наявність черги на влаштування до дошкільних навчальних закладів та другої зміни у дошкільних навчальних закладах окремих (Бориспільському, Броварському, Васильківському, Києво-Святошинському та інших) районах

області негативно впливають на якість освіти та створюють соціальну напругу. У зв'язку з чим, питання забезпечення дошкільними та загальноосвітніми навчальними закладами дітей області залишається вкрай важливим.

Крім того, на сьогоднішній день розпочато процес децентралізації в галузі освіти, що передбачає делегування повноважень і відповідальності за управління освітою та її фінансування демократично обраним органам місцевого самоврядування і школам зі збереженням при цьому повноважень щодо визначення освітньої стратегії країни та загального напрямку освітньої реформи. Тому питання підтримки опорних шкіл Київської області є надзвичайно актуальним.

Для поліпшення ситуації необхідно будівництво та відкриття нових дошкільних закладів освіти або здійснення перебудови (реконструкції) наявних будівель навчальних закладів комунальної форми власності.

Враховуючи вищезазначене, проектом змін до Програми передбачено будівництво, реконструкція та ремонт<sup>29</sup> закладів освіти, з яких 19 загальноосвітніх навчальних закладів та 10 дошкільних навчальних закладів. На реалізацію заходів зазначеного напрямку планується спрямувати 228 721,763 тис.грн, з яких 115 358,968 тис.грн. за рахунок обласного бюджету та 113 362,795 тис.грн. – співфінансування за рахунок місцевих бюджетів.

– Будівництво, реконструкція та ремонт закладів охорони здоров'я

На сьогоднішній день галузь охорони здоров'я потребує посиленої уваги як з боку місцевих органів, так і держави. Багато закладів охорони здоров'я області потребує капітального ремонту, а існуюча матеріально-технічна база деяких лікувальних установ області не відповідає сучасним стандартам лікування або потребам населення щодо якісного медичного обслуговування.

Для поліпшення ситуації необхідно продовжити будівництво нових лікувальних установ, проведення реконструкції та капітального ремонту діючих лікувальних закладів.

Проектом змін до Програми передбачено будівництво, реконструкція та ремонт<sup>5</sup> закладів охорони здоров'я на загальну суму 53 682,414 тис.грн., з них: 26 977,690 тис.грн. – кошти обласного бюджету, 26 704,724 тис.грн. – кошти місцевих бюджетів.

– Будівництво, реконструкція та ремонт будинків культури, музеїв, спортивних споруд

Галузь культури забезпечує реалізацію на території Київської області державної політики у сфері культури і мистецтва, охорони культурної спадщини, музейної і бібліотечної роботи. Обмеженість фінансових ресурсів для будівництва та реконструкції закладів культури та спорту не дозволяють забезпечити потреби населення у культурному дозвіллі, що також потребує здійснення відповідних заходів з поступового вирішення проблемних питань.

Проектом змін до Програми передбачено будівництво, реконструкція та ремонт 20 об'єктів зазначеного напрямку, з яких: 8 об'єктів спортивного призначення та 12 об'єктів культури на загальну суму 57 304,585 тис.грн., з них: 46 001,457 тис.грн. – кошти обласного бюджету, 11 303,128 тис.грн. – кошти місцевих бюджетів.

– Будівництво, реконструкція та ремонт об'єктів житлово-комунального господарства

Незадовільний техніко-експлуатаційний стан більшості об'єктів, що утримуються за рахунок бюджетних коштів, спричиняє зниження рівня надання послуг населенню та підвищення соціальної напруги.

У зв'язку з цим проектом змін до Програми передбачається реконструкція та ремонт 3 об'єктів житлово-комунального господарствана загальну суму 6 153,478 тис.грн., з яких 5 072,235 тис.грн. коштів обласного бюджетута 1 081,243 тис.грн. місцевих бюджетів.

– Виготовлення проектно-кошторисної документації

Проектом змін до Програми передбачено виготовлення проектно-кошторисної документації на 5 об'єктів, з яких: 2 заклади освіти та 4 заклади культури. Загальна сума фінансування за вказаним напрямком складає 3 185,826тис.грн., з яких 3 030,410 тис.грн. коштів обласного бюджету та 155,417 тис.грн. кошти місцевих бюджетів.

Таким чином проектом змін до Програми передбачається реалізація 240 заходів на загальнусуму596 983,111тис.грн., з них:

– коштів обласного бюджету – 383 358,408 тис. грн.;

– співфінансування за рахунок місцевих бюджетів – 213 624,703 тис. гривень.

Наукове видання

**«Будівельні конструкції, будівлі та споруди третього тисячоліття»:** Збірник матеріалів Науково-практичної інтернет-конференції. – Херсон: ДВНЗ ХДАУ, 2017. – 132с.