

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 7

Київ – КНУБА – 2020

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 7.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2020. 129 с. DOI:10.32347/2522-4182.7.2020

На підставі Наказу Міністерства освіти і науки України №1188 від 24.09.2020, включено до **категорії «Б»**
Переліку наукових фахових видань України у галузі технічних наук зі спеціальностей 192, 194.
Проіндексовано у базі даних Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef.

UKR / Наведені результати наукових досліджень будівельних конструкцій, методи розрахунку будівельних конструкцій, використання нових прогресивних матеріалів в будівельних конструкціях, методи підсилення будівельних конструкцій, будівель та споруд.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних організацій та виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів навчальних закладів будівельного напрямку. Видання здійснює публікації за спеціальностями :

192 Будівництво та цивільна інженерія, 132 Матеріалознавство
194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології

Collection of scientific articles «Building Constructions. Theory and practice». Issue 7.
Chief editor O. Zhuravskiy. K. : KNUCA, 2020. 129 p. DOI:10.32347/2522-4182.7.2020

Based on the Order of Ministry of Education and Science of Ukraine № 1188 from 24.09.2020 the journal was included in the **category "B"** of the List of scientific professional publications of Ukraine in the field of technical sciences in specialties 192, 194.

Indexed in the database Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef

ENG / This compilation «Building Constructions. Theory and practice» includes results of scientific researches of building constructions, methods of calculation of building constructions, usage of new advanced materials in building constructions, methods of building constructions of buildings.

Collection is intend for reseachers, specialists of design organizations and production enterprises of construction industry, high school teachers, post - graduate students etc.

Редакційна колегія

Журавський О.Д., к.т.н., доцент – *головний редактор* (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Чернишев Д.О., д.т.н., професор – *заступник головного редактора* (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Колякова В.М., к.т.н., доцент – *відповідальний секретар* (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Азізов Т.Н., д.т.н., професор (Уманський державний педагогічний університет ім.П.Тичини);
Бабич Є.М., д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування);
Бамбура А.М., д.т.н., професор (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій);
Барабаш М.С., д.т.н., доцент (Національний авіаційний університет);
Білик С.І., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Bohdan Demchyna., prof. Dr.hab. (Panstwowej Wyższej Szkole Techniczno-Ekonomicznej im.ks. Bronisława Markiewicza w Jarosławiu);
Клімов Ю.А., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Клименко Є.В., д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури);
Кріпак В.Д., к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Нікіфорова Т. Д., д.т.н., професор, (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури);
Павліков А.М., д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка);
Савицький М.В., д.т.н., професор (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури);
Стемберк П., к.т.н., професор (Чеський технічний університет, м. Прага);
Шмуклер В.С., д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова).

Рекомендовано до видання вченою
радою Київського національного
університету будівництва і архітектури,
протокол №36 від 17 грудня 2020 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 36 of 17.12.2020

Адреса редакції: к. 104, 114, КНУБА, Повітрофлотський проспект, 31, м. Київ, , 03037,
телефон редакції: (044) 241-55-04, (044)245-48-42
Editorial Office address: off 104, 114, KNUCA, Pvetroflotskyi ave., 31, Kyiv, Ukraine, 03037,
editorial phone: (044) 241-55-04, (044)245-48-42

ЗМІСТ

Олександр Журавський, Владислав Тимошук Дослідження плоскої залізобетонної плити підсиленої зовнішньою напруженою арматурою	4
Ірина Руднєва, Юрій Прядко, Микола Прядко, Геннадій Тонкачєв Особливості та перспективи використання технологій підсилення будівельних констру- кцій композиційними матеріалами при реконструкції споруд.....	12
Талят Азізов, Дмитро Кочкарьов, Олена Нагайчук Визначення нагельних сил в поздовжній арматурі і жорсткості при крученні залізобе- тонних елементів з нормальними тріщинами.....	23
Руслан Головка, Юрій Слюсаренко, Олег Фесенко Комплексна оцінка технічного стану перекриття будівлі лікувально-діагностичного комплексу лікарні «ОХМАТДИТ»	32
Людмила Лавріненко, Данило Олійник Області оптимальних параметрів сталевих гофрованих балок	45
Сергій Білик, Артем Білик, Євген Цюпин, Валерій Нужний, Тетяна Ключниченко Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врі- заними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб	57
Ганна Шпакова, Андрій Шпаков Концептуальні особливості атрибуції стратегічних планів стейкхолдерів будівельної галузі	66
Олександра Шевченко Теоретично-експериментальне дослідження сталезалізобетонних балок, підсиленних ста- левими плитами	76
Артем Білик, Валерій Нужний, Любомир Джанов, Вадім Перестюк Особливості аналітичного розв'язку задачі про переміщення консольних сталевих балок зі змінною шириною полиць	85
Денис Михайловський, Микола Комар Інженерна методика розрахунку елементів з клеєної деревини, армованої композитною арматурою.....	93
Юрій Максим'юк, Марина Гончаренко, Іван Мартинюк, Олександр Максим'юк Алгоритм розв'язання системи лінійних та нелінійних рівнянь напіваналітичним методом скінчених елементів для криволінійних неоднорідних призматичних тіл.....	100
Анатолій Сінякін, Олександр Панченко, Дмитро Гладишев, Юрій Собко, Роман Гладишев Досвід ремонту та хімзахисту залізобетонного стовбура технологічної башти гранулю- вання аміачної селітри №1 цеху М-9 ПрАТ «Азот» у м. Черкаси	109
Олег Скорук Дослідження динамічного впливу від технологічного обладнання на роботу сталевібро- бетонних плит перекриття	121

Дослідження плоскої залізобетонної плити підсиленої зовнішньою напруженою арматурою

Олександр Журавський¹, Владислав Тимощук²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹ zhuravskiy.od@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-7065-3312>

² tymoshchuk_vlad@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-6855-0031>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.4-11

Анотація. Під час влаштування монолітних залізобетонних плоских перекриттів [1] часто виникають проблеми, пов'язані з понаднормовими прогинами та появами тріщин.

Вони можуть виникати як під час експлуатації, так і під час будівництва.

До причин, що зумовлюють надмірні прогини, можна віднести: відхилення від технології виготовлення, помилки при проектуванні тощо.

В такому випадку конструкція може стати непридатною для експлуатації в умовах для яких вона була спроектована.

У випадку виникнення подібних ситуацій потрібно виконувати підсилення конструкцій, що не відповідають умовам експлуатації [2,3].

При розрахунку підсилення необхідно враховувати характеристики існуючих конструкцій, та проаналізувати їх роботу до підсилення та з підсиленням.

В даній статті наведені результати експериментальних досліджень моделі плоскої залізобетонної плити, що підсилена зовнішньою напруженою арматурою.

Даний вид підсилення є новим та малодослідженим у будівництві. У випадку підсилення зовнішньою напруженою арматурою, стержні розташовуються в прольоті по нижній грані, та на опорах. Відстані між стержнями становлять 1/3 довжини прольоту.

Проведено порівняння результатів роботи плити під навантаженням без підсилення, та з навантаженням і з підсиленням.

За результатом проведеного дослідження встановлено, що дана методика підсилення плоских плит дає позитивний результат.

Тобто даний метод може бути використаний для підсилення плоских плит.



Олександр Журавський
завідувач кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій,
к.т.н., доцент.



Владислав Тимощук
аспірант кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій

Ключові слова. Підсилення; плоскі залізобетонні плити; напружена арматура; різьбове з'єднання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При написанні дисертації, використання тільки теоретичних досліджень [4, 5,6] було не достатньо, для більш повного розуміння як буде поводити себе плита при напруженні арматури.

Тому було прийнято рішення створити на базі лабораторії кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій КНУБА натурну модель плоскої залізобетонної плити, в масштабі 1:6 до реального розміру.

Таким чином була отримана плоска залізобетонна плита розмірами 2,5х2,5м товщиною 25 мм, з кроком колон 1 м (рис.1 та рис.2)

В якості попередньо-напруженої арматури було використано арматуру Вр-2 (1400) діаметром 5мм.

Кріплення арматури на плиту виконувалося за допомогою анкерних пластин та кутиків підсилених ребрами жорсткості (рис.3).

Натягувальний пристрій було виконано з болта М12х85мм з висвердленим центральним отвором по довжині (рис.3)

Для зменшення сил тертя при натягуванні арматури було використано упорні підшипники кочення (рис.3).

Для фіксації арматури в анкерних кутиках, в якості цанг, було виконано на кінцях арматури різьбу розміром М5 довжиною 10 мм, та накручено подовжену гайку М5 (рис.3).

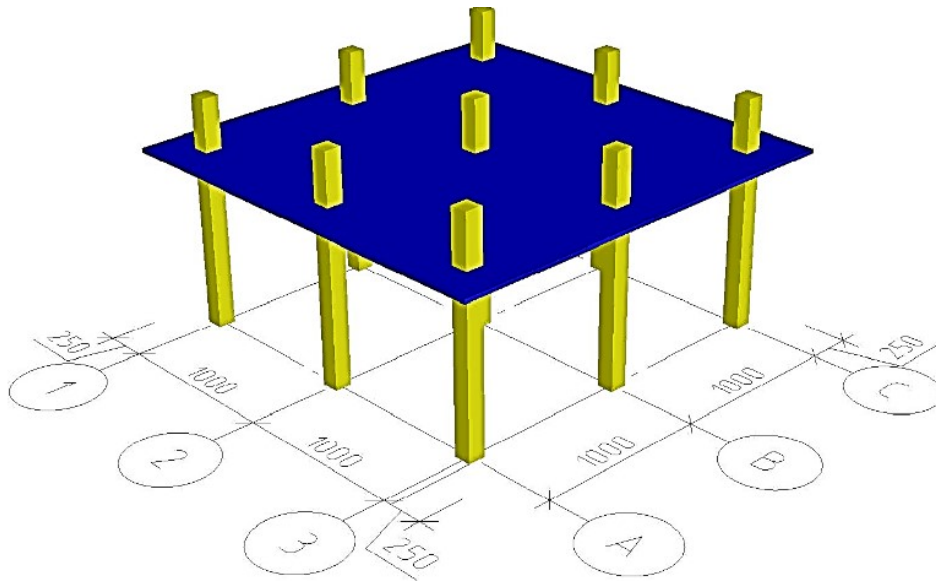


Рис.1. Комп'ютерна модель плоскої залізобетонної плити.

Fig.1. Computer's model of reinforced flat slab



Рис.2. Дослідний зразок плоскої залізобетонної плити.

Fig.2. Research model of reinforced flat slab

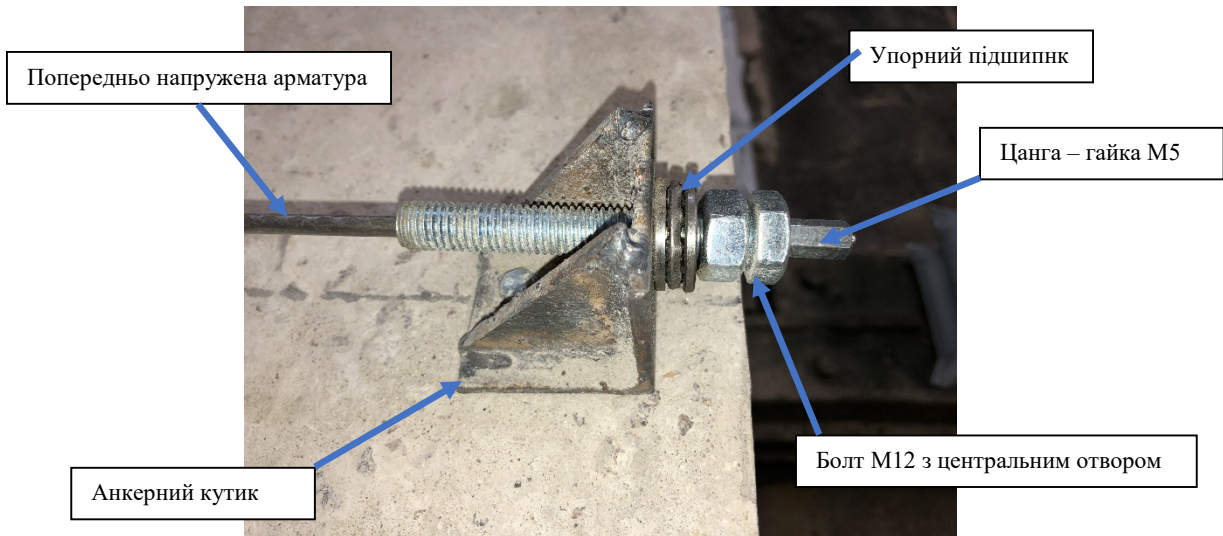


Рис.3. Кріплення зовнішньої арматури на плиті
Fig.3. Anchorage of external reinforcement on the flat slab

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Проведення досліду було поділено на 3 частини:

1. Плита без попереднього напруження поступово завантажена корисним навантаженням в 4 етапи.

2. Плита з попереднім напруженням арматури з поступовим прикладенням напруження – 2 етапи (0,5N та N)

3. Плита з попереднім напруженням поступово завантажена корисним навантаженням в 4 етапи.

Навантаження було поділено на 4 етапи :

- 1 етап – сумарне навантаження 251 кг.
- 2 етап – сумарне навантаження 581 кг.
- 3 етап – сумарне навантаження 677 кг.
- 4 етап – сумарне навантаження 773 кг.

Для вимірювання деформацій використовувалися аналогові індикатори годинникового типу з точністю 0,001 мм (рис.4а). Всього було використано 16 індикаторів:

8 по верхній грані навколо центральної колони, та 8 по нижній грані – по 2 в кож-



(a)



(b)

Рис.4. (a) Індикатор годинникового типу точністю 0,001 мм, (b) Індикатор годинникового типу точністю 0,01 мм

Fig.4. (a) Clock-type indicator – tolerance 0.001 mm, (b) Clock-type indicator – tolerance 0.01 mm.

ному прольоті.

Для вимірювань прогинів використовувалися аналогові індикатори годинникового типу з точністю 0,01 мм (рис.4б). Всього було використано 4 індикатори – по одному в кожному прольоті плити (рис.5).

Навантаження створювалося за допомогою сталевих пружин вагою від 15 до 19 кг, та мішками з піском вагою 3 кг (рис.6)

Контроль натягу виконувався динамометричним ключем по осьовому зусиллю на болті. Розрахунок моменту затяжки було розраховано за формулою 2.10 [7. с.19]

$$T = 0.5 \times F_0 \times d_2 \frac{P / (\pi \times d_2) + f_p}{1 - f_p \times P / (\pi \times d_2)}, \quad (1)$$

де F_0 – осьова сила, P – крок різьби (для болта М12 $P=1.75$), d_2 – середній діаметр різьби (для М12 $d_2=10.863$), f_p – коефіцієнт тертя по різьбі.

Таким чином виходячи з цієї формули, було розраховано через момент затяжки, напруження в арматурі.

Розрахунок сили попереднього напруження було отримано в програмному комплексі Ліра-САПР.

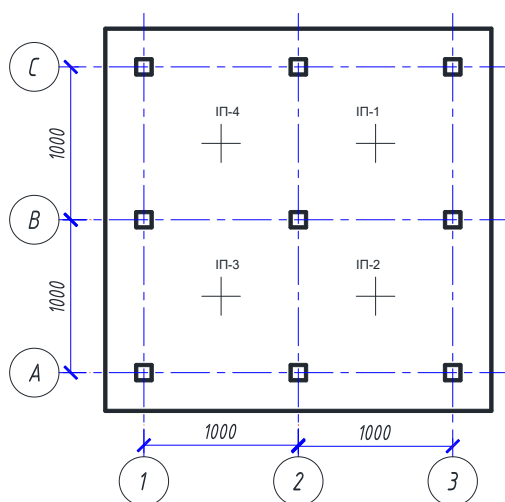


Рис.5. Схема розміщення індикаторів точністю 0,01 по нижній грані

Fig.5. Location of 0.01 mm tolerance indicators on the bottom of slab.



Рис.6. Завантаження експериментальної моделі. 2 етап – сумарне навантаження 581 кг.

Fig.6. Loading for experimental model. 2nd step – sum loading 581 kg

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Після проведення експерименту було отримано дані про прогини плити від прикладених навантажень, та проведено порівняння даних [8], отриманих експериментальним шляхом та теоретичних даних отриманих при розрахунку в програмному комплексі [4], [5].

В даному випадку в результаті експерименту було встановлено відповідність результатів розрахунковим тільки в одному прольоті на індикаторі ІП-2. Є певна розбіжність даних в інших прольотах (табл. 1 та 2).

Табл. 1. Значення прогинів після закінчення першої частини експерименту.
Table 1. The value of deflections after first part of experiment

№ п.п.		ІІ-1 (мм)	ІІ-2 (мм)	ІІ-3 (мм)	ІІ-4 (мм)
Етап 1	початкові	2.13	3.64	3.41	5.02
	кінцеві	2.54	4.04	3.61	5.2
	різниця	0.41	0.4	0.2	0.18
	сумарне	0.41	0.4	0.2	0.18
Етап 2	початкові	2.54	4.04	3.61	5.2
	кінцеві	2.76	4.6	3.9	5.4
	різниця	0.22	0.56	0.29	0.2
	сумарне	0.63	0.96	0.49	0.38
Етап 3	початкові	2.76	4.6	3.9	5.4
	кінцеві	2.81	5.04	4.06	5.55
	різниця	0.05	0.44	0.16	0.15
	сумарне	0.68	1.4	0.65	0.53
Етап 4	початкові	2.81	5.04	4.06	5.55
	кінцеві	2.92	5.28	4.21	5.6
	різниця	0.11	0.24	0.15	0.05
	сумарне	0.79	1.64	0.8	0.58

Табл. 2. Значення прогинів першої частини експерименту отримані в результаті розрахунку.
Table 2. The value of deflections after first part of experiment obtained after calculation.

№ етапу навантаження	Переміщення по осі Z, мм
Етап 1	0,467
Етап 2	1,148
Етап 3	1,371
Етап 4	1,60

Табл. 3. Значення прогинів після закінчення другої частини експерименту
Table 3. The value of deflections after second part of experiment obtained after calculation.

№ п.п.		ІІ-1 (мм)	ІІ-2 (мм)	ІІ-3 (мм)	ІІ-4 (мм)
Етап 1	початкові	2.09	4.07	3.64	5.01
	кінцеві	1.88	3.77	3.42	4.93
	різниця	-0.21	-0.3	-0.22	-0.08
	сумарне	-0.21	-0.3	-0.22	-0.08
Етап 2	початкові	1.88	3.77	3.42	4.93
	кінцеві	1.41	3.25	3.31	4.84
	різниця	-0.47	-0.52	-0.11	-0.09
	сумарне	-0.68	-0.82	-0.33	-0.17

Табл. 4. Значення прогинів другої частини експерименту отримані в результаті розрахунку.
Table 4. The value of deflections after second part of experiment obtained after calculation.

№ етапу навантаження	Переміщення по осі Z, мм
Етап 1	-0,208
Етап 2	-0,566

В даному випадку в результаті експерименту було встановлено відповідність результатів розрахунковим тільки в одному прольоті на індикаторі ІІ-1. Згідно даних

отриманих в результаті експерименту видно, що в даному випадку плита має додатні прогини. Є певна розбіжність даних в інших прольотах (табл. 3 та 4).

Табл. 5. Значення прогинів після закінчення третьої частини експерименту.

Table 5. The value of deflections after third part of experiment.

№ п.п.		ІІ-1 (мм)	ІІ-2 (мм)	ІІ-3 (мм)	ІІ-4 (мм)
Етап 1	початкові	1.41	3.23	3.29	4.82
	кінцеві	1.69	3.62	3.5	4.99
	різниця	0.28	0.39	0.21	0.17
	сумарне	0.28	0.39	0.21	0.17
Етап 2	початкові	1.69	3.62	3.5	4.99
	кінцеві	1.99	4.05	3.78	5.18
	різниця	0.3	0.43	0.28	0.19
	сумарне	0.58	0.82	0.49	0.36
Етап 3	початкові	1.99	4.05	3.78	5.18
	кінцеві	2.09	4.17	3.81	5.22
	різниця	0.1	0.12	0.03	0.04
	сумарне	0.68	0.94	0.52	0.4
Етап 4	початкові	2.09	4.17	3.81	5.22
	кінцеві	2.17	4.29	3.94	5.28
	різниця	0.08	0.12	0.13	0.06
	сумарне	0.76	1.06	0.65	0.46

Табл. 6. Значення прогинів третьої частини експерименту отримані в результаті розрахунку.

Table 6. The value of deflections after third part of experiment obtained after calculation.

№ етапу навантаження	Переміщення по осі Z, мм
Етап 1	0,132
Етап 2	0,310
Етап 3	0,439
Етап 4	0,570

В даному випадку в результаті експерименту було встановлено відповідність результатів розрахунковим тільки в одному прольоті на індикаторі ІІ-4.

Є певна розбіжність даних в інших прольотах (табл. 5 та 6)

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Як видно з проведених теоретичних та експериментальних досліджень метод підсилення зовнішньою арматурою має пози-

тивний вплив на експлуатаційні якості залізобетонної плити.

Даний метод підсилення дозволяє зменшити прогини в плиті.

При подальших дослідженнях плоских залізобетонних плит, потрібно вивчити та проаналізувати роботу опорних ділянок анкерів, а також їх вплив на залізобетонну плиту при тривалому впливі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Павліков А.М., Балясний Д.К., Гарькава О.В., Довженко О.О., Микитенко С.М.,

- Пінчук Н.М., Федоров Д.Ф. Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону : Монографія. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – 120 с.
2. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. – К.: ДП «УкрНДНЦ» 2017. – 68 с.
 3. Савйовський В. В., Молодід О. С., Малець Н. О. Підсилення залізобетонних балочних конструкцій зовнішнім армуванням // *Управління розвитком складних систем* : зб. наук. праць – Київ : КНУБА, 2017. – № 29. – С. 198 - 203.
 4. Журавський О.Д., Тимошук В.А. Розрахунок плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*: зб. наук. пр. Київ, КНУБА, 2017. Вип. 1. С. 193-198.
 5. Журавський О.Д., Тимошук В.А. Розрахункова модель плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою. // *Вісник Львівського національного аграрного університету. Серія : Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* - 2018. - № 19. - С. 41-45
 6. Журавський О. Д., Мельник І. В. Робота монолітних залізобетонних плит з постнапруженою арматурою // *Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва.* - 2013. - № 755. - С. 135-138.
 7. Биргер И.А., Иосилевич Г.Б. Резьбовые и фланцевые соединения – М.:Машиностроение, 1990. -368с.
 8. Сморгалов Д. В. Дослідження прогинів плит, опертих по контуру // *Будівельні конструкції. Теорія і практика* : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2017. - Вип. 1. - С. 136-143.
 9. Стрелец-Стрелецкий Е. Б., Боговис В. Е., Гензерский Ю. В. та ін. Лира 9.4. Руководство пользователя. Основы: учеб. Пособ. / Київ: ФАКТ, 2008. 164 с.
 10. Михайлов В. В. Предварительно-напряженные железобетонные конструкции. Москва: Стройиздат, 1978. 383 с.
 11. Sami Khan, Martin Williams Post-tensioned concrete floors, 1995, 312 p.
 12. Гензерский Ю.В., Медведенко Д.В., Палиенко О.И., Титок В.П. ЛИРА – САПР 2011. Учебное пособие. – Киев: Электронное издание, 2011, – 396 с
 13. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіон України, 2011. – 71 с.
 14. Колякова В.М. Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика» // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. пр. Київ, КНУБА, 2020. Вип. 6. С. 114-118.*
 15. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.: ДП «УкрНДНЦ» 2019. – 21 с.

REFERENCES

1. Pavlikov A.M., Baliasnyi D.K., Harkava O.V., Dovzhenko O.O., Mykytenko S.M., Pinchuk N.M., Fedorov D.F. Suchasni konstruktivni systemy budivel iz zalizobetonu : Monohrafiia. – Poltava: PoltNTU, 2017. – 120 s.
2. DSTU B V.3.1-2:2016. Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhualnykh budivelnykh konstrukttsii ta osnov budivel i sporud. – K.: DP «UkrNDNTs» 2017. – 68 s.
3. Saviovskiy V. V., Molodid O. S., Malets N. O. Pidsylennia zalizobetonnykh balochnykh konstrukttsii zovnishnim armuvanniam // *Upravlinnia rozvytkom skladnykh system* : zb. nauk. prats – Kyiv : KNUBA, 2017. – № 29. – S. 198 - 203.
4. Zhuravskiy O.D., Tymoshchuk V.A. Rozrakhunok ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. // *Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka*: zb. nauk. pr. Kyiv, KNUBA, 2017. Vyp. 1. S. 193-198.
5. Zhuravskiy O.D., Tymoshchuk V.A. Rozrakhunkova model ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. // *Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ah-rarnoho universytetu. Seriia: Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo.* - 2018. - № 19. - S. 41-45
6. Zhuravskiy O. D., Melnyk I. V. Robota monolitnykh zalizobetonnykh plyt z postnapruzhenoiu armaturoiu // *Visnyk Natsionalnoho universytetu "Lvivska politekhnika". Teoriia i praktyka budivnytstva.* - 2013. - № 755. - S. 135-138.
7. Byrher Y.A., Yosylevykh H.B. Rezhovye i flantsevye soedyneniya. – M.:Mashynostroeniye, 1990. -368s.

8. **Smorkalov D. V.** Doslidzhennia prohyniv plyt, opertykh po konturu // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka* : zb. nauk. prats - Kyiv : KNUBA, 2017. - Vyp. 1. - S. 136-143.
9. **Strelets-Streletskyi E. B., Bohovys V. E., Henzerskyi Yu. V. ta in.** Lyra 9.4. Rukovodstvo polzovatelia. Osnovy: ucheb. Posob. / Kyiv: FAKT, 2008. 164 s..
10. **Mykhailov V. V.** Predvartelno-napriazhennye zhelezobetonnye konstruktsyy. Moskva: Stroyizdat, 1978. 383 s.
11. **Sami Khan, Martin Williams** Post-tensioned concrete floors, 1995, 312 p.
12. **Henzerskyi Yu.V., Medvedenko D.V., Palyenko O.Y., Tytok V.P.** LYRA – SAPR 2011. Uchebnoe posobyie. – K.: *Elektronnoe izdanyie*, 2011, – 396 s.
13. **DBN V.2.6-98:2009.** Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – K.: *Minrehion Ukrainy*, 2011. – 71 s
14. **Koliakova V.M.** Pro vymohy shchodo statei, yaki publikuiutsia u zbirnyku naukovykh prats «Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka» // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*: zb. nauk. pr. Kyiv, KNUBA, 2020. Vyp. 6. S. 114-118.
15. **DSTU 3760:2019.** Prokat armaturnyi dlia zalizobetonnykh konstruktsii. Zahalni tekhnichni umovy. – K.: DP «UkrNDNTs» 2019. – 21 s.

Investigation of a flat reinforced concrete slab reinforced with external prestressed reinforcement

Oleksandr Zhuravskyi, Vladyslav Tymoshchuk

Summary. When installing monolithic reinforced concrete flat floors [1], there are often problems associated with excessive deflections and cracks.

They can occur both during operation and during construction.

The reasons for excessive deflections include: deviations from the manufacturing technology, design errors, and so on.

In this case, the structure may become unusable in the conditions for which it was designed.

In the event of such situations, it is necessary to perform reinforcement of structures that do not meet the operating conditions [2,3].

When calculating the reinforcement, it is necessary to take into account the characteristics of existing structures, and analyze their work before reinforcement and with reinforcement.

This article presents the method of the experiment and the results obtained during the experimental studies of the model of a flat reinforced concrete slab reinforced with external prestressed reinforcement.

This type of reinforcement is new and little studied in construction. In the case of reinforcement by external tensioned reinforcement, the rods are located in the span on the lower face, and on the supports. The distances between the rods are 1/3 of the span length.

A comparison of the results of the plate operation under load without reinforcement, and under load with reinforcement.

According to the results of the experiment, it was found that this method of strengthening flat slabs gives a positive result on the performance characteristics of reinforced concrete slabs. That is, this method can be used to reinforce flat reinforced concrete slabs.

Keywords. Reinforcement; flat reinforced concrete slabs; prestressed reinforcement; threaded connection.

Особливості та перспективи використання технологій підсилення будівельних конструкцій композиційними матеріалами при реконструкції споруд

Ірина Руднєва¹, Юрій Прядко², Микола Прядко³, Геннадій Тонкачєв⁴

^{1,4}Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

²Beijing International Education Institute, Пекін, Китай.

38 east 3rd ring north road, Chaoyang, Beijing, 100026, China

³ТОВ "СВК", Київ, Україна

7в, вул. Богданівська, Київ, Україна, 03049

¹irene_r@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-9711-042X>

²y.n.pryadko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7163-4295>

³pryadko_nv@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-2934-9770>

⁴tonkachev@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-6589-8822>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.12-22

Анотація. Актуальність цієї статті пояснюється все більшими зусиллями, пов'язаними з реконструкцією та ревіталізацією застарілих житлових, адміністративних, промислових будівель для продовження тривалості їх експлуатації, в тому числі у разі зміни функціонального призначення будівлі чи споруди для створення об'єкту нерухомості непромислового призначення. Дуже важливим питанням є також збереження первозданної атмосфери та цілісності пам'яток архітектури, що мають переважно архітектурне та культурне значення, для використання майбутніми поколіннями. У статті розглядаються питання підсилення елементів конструкцій будівель та споруд з використанням композиційних матеріалів, представлені концепції підсилення основних типів конструкцій та технологія виробництва робіт з їх зміцнення.

У статті наведені результати детального обстеження і оцінки технічного стану залізобетонних балок покриття будівлі механічного цеху ТОВ «Електросталь», м. Курахово Донецької області, виконаний перерахунок балок покриття і розроблені конструктивні рішення по їх підсилення. Проведено порівняльний аналіз методів підсилення будівельних конструкцій зовнішнім армуванням фіброармованими системами (ФАС) і традиційного, з використанням сталевих конструкцій. Порівняно із традиційними технологіями, запропоноване рішення є менш трудомістким та більш щадним



Ірина Руднєва
доцент кафедри
«Опір матеріалів»,
к.т.н., доцент



Юрій Прядко
лектор,
к.т.н., доцент



Микола Прядко
директор,
к.т.н., доцент



Геннадій Тонкачєв
проректор з
навчально-методичної роботи,
д.т.н., професор

з точки зору ваги балки, оскільки лише додає вагу композитної стрічки. Дана оцінка ефективності теоретично обґрунтованих методів під-

силення та прогноз перспектив застосування композитних матеріалів для підсилення будівельних конструкцій при реконструкції.

Ключові слова. Композиційні матеріали; фіброармовані системи; дефекти; пошкодження; реконструкція; ревіталізація; армований волокном полімер FRP; підсилення будівельних конструкцій; обстеження; залізобетонна балка покриття.

ВСТУП

Актуальність цієї статті пояснюється все більшими зусиллями, пов'язаними з реконструкцією та ревіталізацією застарілих житлових, адміністративних, промислових будівель для продовження тривалості їх експлуатації, в тому числі у разі зміни функціонального призначення будівлі чи споруди для створення об'єкту нерухомості непромислового призначення. Дуже важливим питанням є також збереження первозданої атмосфери та цілісності пам'яток архітектури, що мають переважно архітектурне та культурне значення, для використання майбутніми поколіннями. Крім того, реконструкція допомагає задовольнити низку соціальних вимог, таких як забезпечення комфортних та безпечних умов життя людей. Огляд будівель і споруд в Україні показує, що більшість з них втратило несучу здатність під час тривалого використання, або потребує підсилення елементів будівельних конструкцій по причині їх зносу в результаті непередбачених проектом змін технології виробництва, різних пошкоджень та зміною навантажень на будівельні конструкції. У зв'язку з вищезазначеним, питання виникнення дефектів в конструкціях, і, безумовно, методи їх усунення є дуже актуальними. Тим не менше, в Україні в основному застосовуються традиційні трудомісткі методи підсилення залізобетонних, металевих та кам'яних конструкцій, що додатково збільшують їх вагу, потребують відселення людей, припинення роботи підприємств та зупинки виробничого процесу.

Безумовно перспективним напрямком у вирішенні питань підсилення будівельних

конструкцій і споруд, є використання технології зовнішнього армування композитними стрічками.

Система приклеювання елементів з композитних матеріалів призначена для збільшення несучої здатності залізобетонних, кам'яних і дерев'яних конструкцій. Основними елементами системи є стрічки з композитних матеріалів, спеціальний клей для кріплення стрічок до поверхні конструкцій та ремонтні суміші для усунення дефектів в конструкціях.

ФОРМУЛЮВАННЯ ПРОБЛЕМИ.

Тривала експлуатація будівель та їх конструктивних елементів без своєчасного технічного обслуговування та капітальних ремонтів, недостатня міцність матеріалів конструкцій, а також зміна погодних умов та діючих нормативних документів в Україні, часто призводить до необхідності перерахунку несучих конструкцій каркасу будівлі та їх підсилення максимально ефективними методами, як з точки зору надійності будівельних конструкцій, так і з погляду рентабельності, на що впливає тривале припинення роботи підприємств та зупинка виробничого процесу для виконання робіт з реконструкції.

МЕТА РОБОТИ

Вивчення доцільності застосування композитних матеріалів з метою зменшення ваги, збереження зовнішнього вигляду споруди після реконструкції, матеріалоємності конструкції підсилення, врахування впливу реконструкції на всіх стейкхолдерів, а також беручи до уваги економічні фактори.

ОСНОВНА ЧАСТИНА

Традиційні методи підсилення актуальні та ефективні, але не завжди можуть застосовуватися в разі підсилення несучих конструкцій історичних будівель, коли необхідно зберегти не тільки будівлю в цілому, але і зовнішній архітектурний вигляд споруди.

Армований волокном полімер **FRP (Fibre-reinforced polymer)** – це композиційний матеріал, виготовлений з полімерної матриці, армованої волокнами (рис.1). Во-

локна, як правило, скляні, вуглецеві, базальтові або арамідні, хоча іноді використовуються й інші волокна, такі як папір, дерево або азбест.

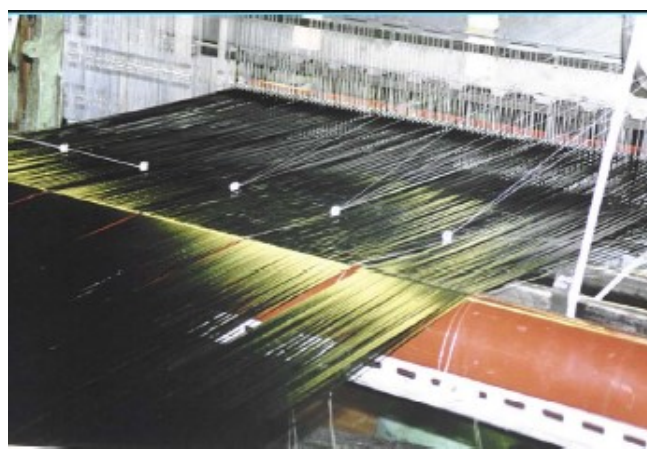


Рис.1. Зображення композиційних матеріалів (армований волокном полімер FRP).

Fig.1. Image representations of composite FRP materials

Необхідність використання FRP для підсилення будівельних конструкцій зумовлена механічними властивостями матеріалу, такими як високе відношення міцності до

ваги, корозійна стійкість тощо (показано в табл.1). Крім того, як матеріал, так і геометричні властивості можуть бути адаптовані для специфічного застосування.

Табл. 1. Механічні властивості різних типів волокон і типової сталі

Table 1. Fibres and steels properties

Волокна	E_{axial} / E_{radial} [ГПа]	σ_{max} [МПа]	ε_{max} [%]	ν	ρ [g / cm ³]	Ціна [€ / kg]
Вуглець з високим модулем пружності (HM carbon)	380/12	2400	2.6	0.2	1.95	20-60
Вуглець високої міцності (HS carbon)	230/12	3400	1.1	0.2	1.75	20-60
Скло	76/76	2000	2.6	0.22	2.6	1.5-3
Арамід	130/10	3000	2.3	0.35	1.45	20-35
Базальт	89/NA	4800	3.15	NA	2.75	NA
Сталь	200-220	400			7.9	5-10

Властивості різних волокон та типової сталі наведені на рис.2, [1].

Підсилення будівельних конструкцій елементами зовнішнього армування з високоміцних волокон застосовується в Європі більше 45 років, але для України, на жаль, це матеріал, який наразі немає широкого застосування. Його основні переваги наступні:

- сумісна робота елемента зовнішнього армування з підсилюваною конструкцією, на всіх етапах її навантаження (така робота забезпечується надійним клейовим з'єднанням);
- висока довговічність і стійкість до корозії;
- високі механічні характеристики (міцність і модуль пружності) матеріалів (таблиця 1), що становлять систему підсилення;
- простота монтажу і мала власна вага тощо.

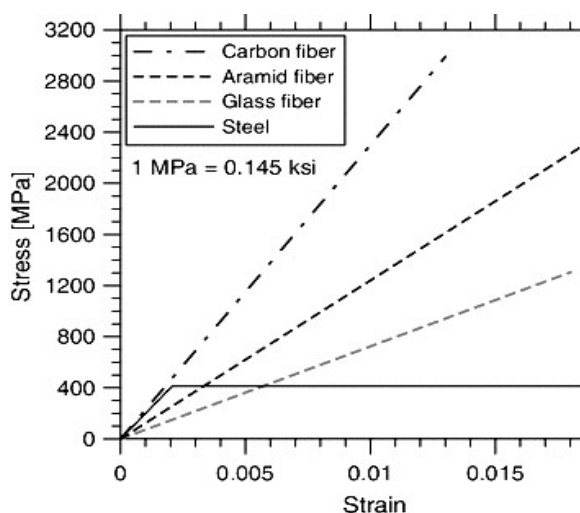


Рис.2. Властивості різних волокон і типової сталі.

Fig.2. Properties of different fibers and typical steel.

Основні вимоги при використанні композиційних матеріалів .

- Зовнішні ФАС використовуються для поздовжнього і поперечного армування стержневих елементів, для створення армуючих підсилюючих оболонок на колонах і опорах мостів, естакад, консолях колон, для підсилення плит, оболонок, елементів ферм та інших конструкцій [5].

- Максимальна експлуатаційна температура роботи ФАС не повинна перевищувати температуру склування полімерної матриці і клею (орієнтовно 60-150 ° C).

- Рациональним ступенем підсилення за допомогою системи ФАС є діапазон 10-60% від початкової несучої здатності підсилюваної конструкції.

- Система підсилення ФАС може застосовуватися, якщо фактична міцність на стиск бетону конструкції становить не менше 15 МПа. Це обмеження не поширюється на підсилення стиснених і позациентрово стиснутих елементів.

- Міцність основи є вирішальним фактором для тих випадків підсилення, коли зчеплення має визначальне значення, наприклад, при підсиленні на згин або зріз (поперечне армування). У цих випадках міцність основи на стиск повинна бути щонайменше 15 МПа. Вказане значення мінімальної міцності не відноситься до тих за-

дач, коли визначальним є контактний зв'язок, наприклад, при підсиленні колон шляхом обгортання їх підсилюючою стрічкою. В цьому випадку мінімальне значення міцності на стиск бетону може бути рівним 10,0 МПа.

- При наявності результатів обстеження підсилюваних конструкцій, призначення характеристик бетону та арматури здійснюють з урахуванням вимог ДСТУ Б В.3.1-2: 2016 [4], [5], [6].

- При проектуванні підсилення залізо-бетонних конструкцій з використанням зовнішнього армування з ФАС використовується метод розрахунку за граничними станами.

- Система підсилення на основі ФАС повинна проектуватися на сприймання розтягуючих зусиль з урахуванням сумісності деформацій зовнішньої арматури і бетону конструкції.

- **Технологія виробництва робіт.** Система підсилення ФАС включає в себе ґрунтовки бетонних поверхонь, шпаклювальні суміші, адгезиви, одно або двонаправлені тканини або ламінати.

- Ґрунтовки наносять на всю обклеювану поверхню для пропитки бетонної основи та забезпечення необхідного зчеплення адгезиву і пропитуючої тканину суміші з бетонною поверхнею.

- Використання системи ФАС не зупиняє процесів корозії арматурної сталі в бетоні. Тому перед підсиленням конструкції необхідно обробити бетонну поверхню мігруючим інгібітором корозії арматурної сталі, а при відділенні захисного шару - оголити арматуру і обробити її ґрунтотперетворювачем іржі і потім відновити захисний шар спеціальними полімерцементними ремонтними складами, що забезпечують високу адгезію до «старого» бетону.

Принципові схеми підсилення основних типів конструкцій.

Підсилення стислих і позациентрово стиснутих конструкцій (колони, простінки) здійснюється шляхом влаштування навколо перерізу бандажів з напрямком волокон перпендикулярно поздовжній осі

підсилюваної конструкції. Бандажі встановлюються по всій висоті конструкції (рис.3).

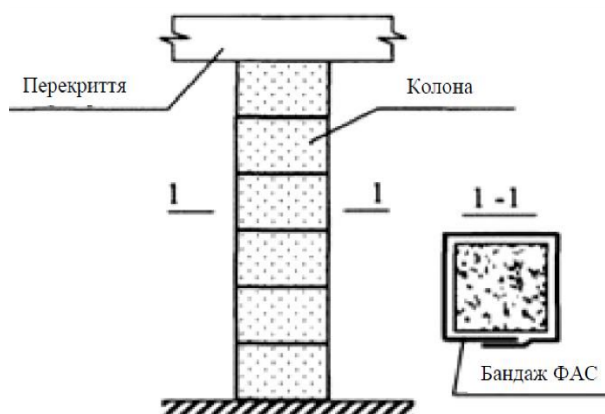


Рис.3. Принципова схема підсилення колони.
Fig.3. Schematic diagram of column strengthening.

Згинні балкові конструкції підсилюють шляхом наклеювання ФАС на нижню поверхню ребра з напрямком волокон уздовж осі підсилюваної конструкції й вертикальних або похилих хомутів у приопорній зоні з напрямком волокон перпендикулярно до поздовжньої осі (рис. 4).

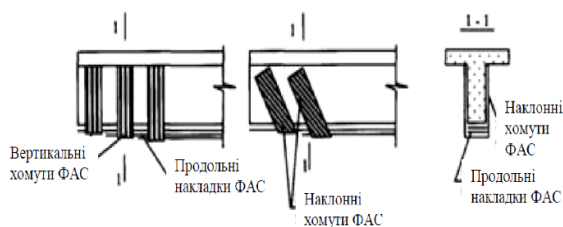


Рис.4. Принципова схема підсилення балки.
Fig.4. Schematic diagram of beam strengthening.

Плитні конструкції підсилюють наклеюванням на нижню поверхню накладок ФАС із напрямком волокон уздовж осі конструкції й поверх них поперечних накладок з напрямком волокон перпендикулярно до поздовжніх накладок (рис. 5).

Підготовка основи для наклеювання

Під терміном «основа» розуміють поверхню бетону, на яку наклеюють підсилювальний елемент – ламінат або тканину.

Основа має відповідати певним геометричним, механічним і фізико-хімічним критеріям. До наклеювання підсилювальних елементів (стрічок, тканини, ламінатів) поверхню основи потрібно вирівняти, а локальні геометричні дефекти усунути.

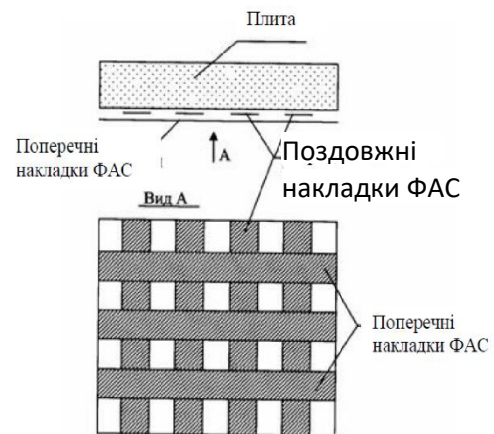


Рис.5. Принципова схема підсилення плит.
Fig.5. Schematic diagram of slab strengthening.

На поверхню основи крейдою наносять лінії розмітки відповідно до ухвалені у проекті схеми наклеювання елементів підсилення.

Поверхню бетону потрібно очистити від фарби, масла, жирних плям, цементної плівки.

Очищують поверхню за допомогою піскоструминної обробки або металевими щітками з подальшим високонапірним промиванням водою (під тиском не менше ніж 100 атм.).

Для кращого зчеплення адгезиву з бетоном, поверхня основи має бути шорсткуватою. Цього досягають обробкою поверхні бетону каменотесним долотом з подальшим зачищенням металевою щіткою. Обробляти потрібно тільки поверхневий шар до оголення на поверхні заповнювача.

Після очищення поверхню бетону обробляють ґрунтувальною сумішшю з метою зміцнення основи й поліпшення зчеплення адгезиву з бетонною поверхнею.

Неплощинність поверхні має бути менше 5 мм на базі 2 м або 1 мм на базі 0,3 м. Дрібні дефекти (відколи, раковини,

каверни) не мають бути глибше ніж 5 мм і площею не більше ніж 25 см². Такі дефекти потрібно усунути за допомогою полімерцементних ремонтних сумішей зі швидким набором міцності. Вирівнювання значних (більше ніж 25 см²) ділянок поверхні про-

водять з використанням полімерцементних ремонтних сумішей з наповнювачем у вигляді піску й дрібного щебеню.

У випадку руйнування (відшарування) захисного шару бетону в результаті корозії арматури слід вилучити його, очистити оголену арматуру від продуктів корозії, обробити її перетворювачем іржі й після цього відновити захисний шар спеціальними ремонтними сумішами.

Тріщини з розкриттям більшим за 0,3 мм потрібно відремонтувати низьков'язкими епоксидними або поліуретановими сумішами, тріщини з меншим розкриттям можна затерти полімерцементним розчином.

Значний ефект від підсилення конструкцій композитними матеріалами може бути досягнутий при підсиленні балок і плит покриття промислових будівель, які при підсиленні традиційними методами вимагають складних конструктивних рішень, великих витрат праці, зупинки технологічного процесу виробництва для виконання робіт із підсилення, вага підсилюючої конструкції часто виявляється значною (рис.6) [3].

Застосування композитних матеріалів для підсилення конструкцій вимагає лише встановлення легких подмостей (можлива робота з автопідйомників) і не займає багато часу (рис.7).

Для вибору найбільш ефективного методу підсилення та через перераховані вище переваги фіброармованих систем, проаналізовано два методи підсилення елементів конструкцій: **традиційним способом** - з використанням металу, та **альтернативним способом** - з використанням композитних матеріалів, на прикладі залізобетонної балки покриття механічного цеху ТОВ «Електросталь», м. Курахово Донецької області. Попередньо було вико-

нано обстеження балок покриття, яке проводилося з мостового крана.

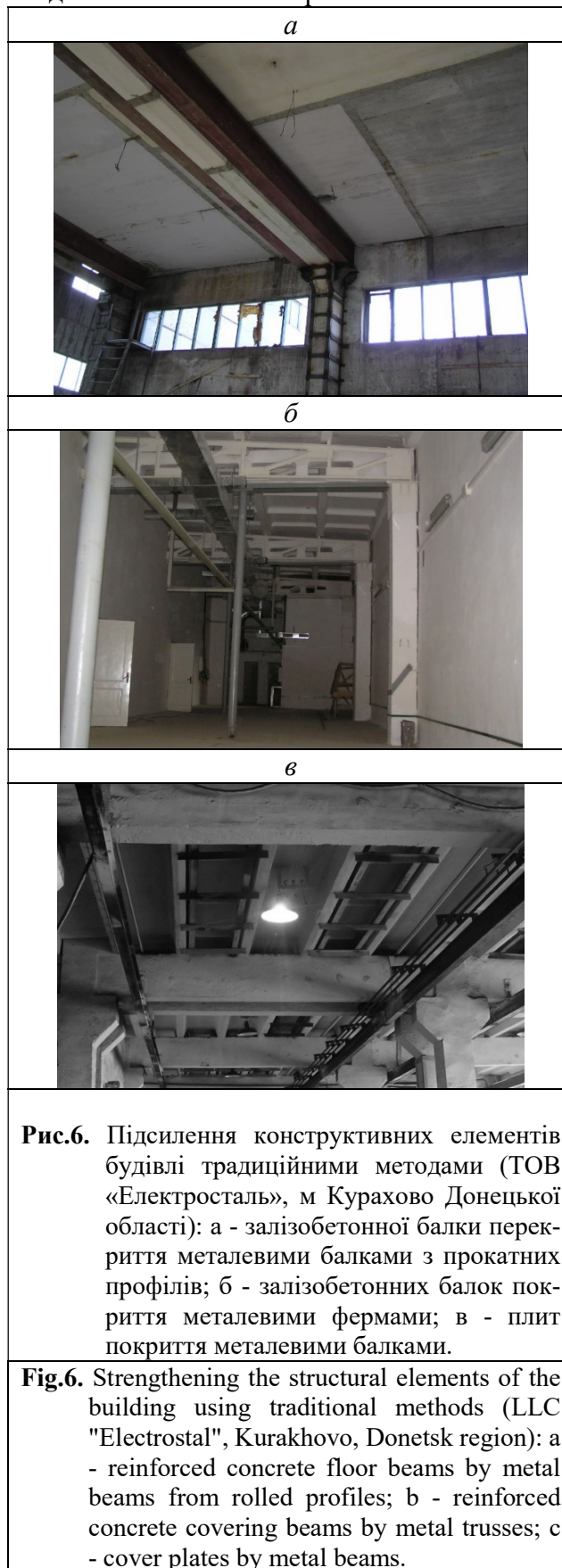




Рис.7. Підсилення поздовжніх і поперечних ребер залізобетонних плит покриття зовнішнім армуванням композитним матеріалом на основі вуглецевих волокон.

Fig.7. Longitudinal and transverse ribs strengthening of reinforced concrete coating slabs using external reinforcement with a FRP.

Балки покриття - збірні залізобетонні з паралельними поясами суцільного перерізу висотою 960мм, мають відколи граней (рис.8), каверни з оголенням робочої арматури, отримані в результаті неякісного бетонування, прогини, що перевищують гранично допустимі значення, окремі вертикальні тріщини різної величини розкриття (рис.9).



Рис.8. Відкол бетону в полиці залізобетонної балки в місці обпирання на балку поздовжнього ребра плити покриття.

Fig.8. Cement chipped in a reinforced concrete beam shelf at the point where the longitudinal rib of the covering slab rests on the beam.

Міцність бетону балки визначалася за допомогою приладу «Онікс-2,5», базується на кореляційній залежності параметрів ударного імпульсу від пружно-пластичних властивостей контрольованого матеріалу

(рис.10). Для подальших розрахунків і прийняття обґрунтованого рішення про стан балок покриття прольоту «А-Б», після серії проб, прийнятий мінімальний клас міцності бетону - С10 / 12,5.

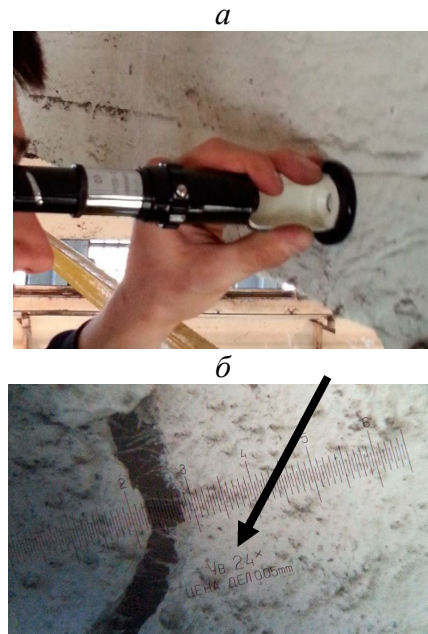


Рис.9. Визначення ширини розкриття тріщини в балці покриття за допомогою мікроскопа Мир -2: а – загальний вид, б – вид тріщини в мікроскопі

Fig.9. Determination of the crack opening width in the coating beam using the Mir-2 microscope: a - general view, b - crack view in a microscope



Рис.10. Визначення міцності бетону приладом «Онікс-2,5» в балці покриття.

Fig.10. Determination of the strength of concrete with the device "Onyx-2.5" in the covering beam.

Встановлено, що балки по нижньому поясу армовані чотирма арматурами періодичного профілю діаметром 32мм (рис.11). Для подальших розрахунків клас арматури - ст.5, прийнятий відповідно до проекту і

відповідає класу А-ІІ згідно СНиП 2.03.01-84 * «Бетонні і залізобетонні конструкції».

Після проведення аналізу та перерахунків зусиль за допомогою ПК СКАД відповідно до методики СНиП 2.03.01-84 *, ви-

значено що несуча здатність балки за нормальними і похилих перерізах не забезпечена. Отже необхідне підсилення конструкції по нормальним і похилих перерізах.

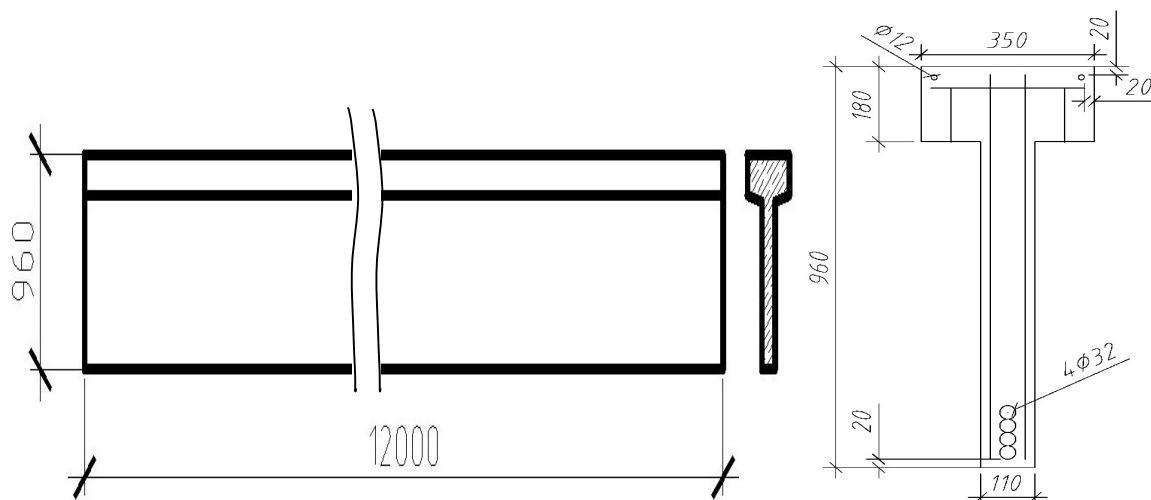


Рис.11. Залізобетонна балка покриття L = 12м в прольоті «А-Б». Переріз балки.
Fig.11. Reinforced concrete covering beam L = 12m. Section of the beam.

Після розрахунку підсилення балок були прийняті наступні конструктивні рішення:

- В якості **традиційного способу** підсилення балки прийнятий метод підведення підтримуючих балок з двотаврів № 36 (рис.12).

- При застосуванні в якості підсилюючої конструкції **композитних матеріалів** прийнято наступне: для забезпечення міцності нормальних до поздовжньої осі перерізів необхідна наклеїтка **стрічки з вуглеволокна SikaWrap-230 C-45** знизу ребра балки по всій довжині конструкції. **Ширина стрічки 100мм.** Наклейку здійснювати в **1 шар**, із застосуванням епоксидного клею **Sikadur-330**. Таким чином несуча здатність балки відновлена, а запас міцності забезпечений і становить 17,8% від діючих зусиль (звичайно, при достатній міцності бетону існуючої балки).

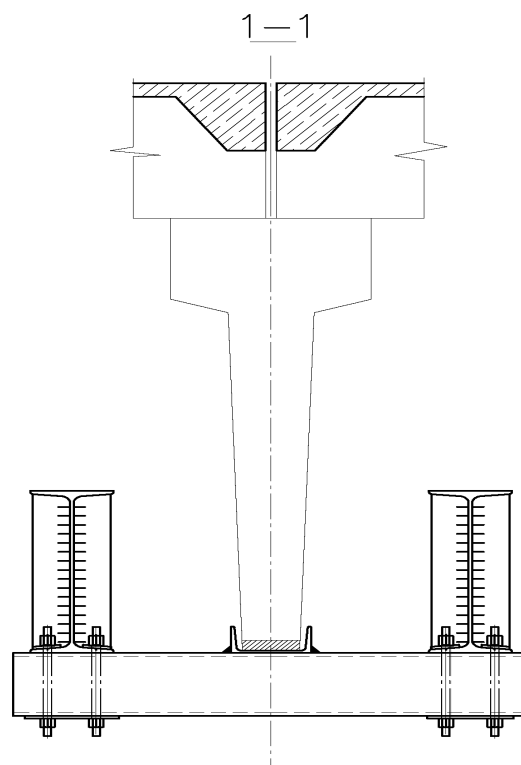


Рис.12. Підведення розвантажуючих двотаврових балок № 36.
Fig.12. Application of unloading I-beams No. 36.

ВИСНОВКИ

В результаті розрахунків визначено наступне:

1. При використанні традиційного методу для повного розвантаження шляхом підведення розвантажувальних балок, застосовувалися дві сталеві двотаврові балки №36;

2. В разі застосування композитного матеріалу використовувалися стрічки фірми SikaWrap-230 C-45 L = 12м b = 100 мм. і хомути L = 1,7 м b = 300мм.

3. В результаті підсилення, збільшення критичного моменту M_{ult} за нормальними перерізах змінилося з 555кНм до 677,8, і склало 122 кНм, запас міцності 17,8%.

4. Критичне поперечне зусилля Q_{ult} збільшилося с 168,9кН до 196,33 кН, і склало 27,43 кН. Запас міцності по похилих перерізах збільшився на 2,2%.

5. Дослідивши та проаналізувавши вищенаведену роботу, можна провести порівняльний аналіз двох способів підсилення:

Табл. 1. Порівняльний аналіз двох способів підсилення залізобетонних конструкцій.

Table 1. Comparative analysis of two strengthening methods of reinforced concrete structures.

Підсилення конструкцій із застосуванням сталі		Підсилення конструкцій композитними матеріалами	
Переваги	Недоліки	Переваги	Недоліки
- сталь має відносно низьку вартість; - сталеві елементи є достатньо універсальними; - сталеві елементи володіють достатньою втомною міцністю; - є величезна нормативно-дослідна база.	- можлива корозія сталевих елементів; - сталеві елементи мають значну вагу; - висока трудомісткість роботи, що тягне високу вартість робочої сили; - для виконання робіт потрібні майданчики великих розмірів; - сталеві елементи обмежені в розмірах.	- відмінна стійкість до корозії; - композитні панелі мають унікальну міцність на розтяг, на порядок вище, ніж сталеві, а також мають дуже високу втомну міцність; - швидкість процесу монтажу; - не потрібно влаштування робочих майданчиків (роботи можуть виконуватися з автопідйомника); - просте з'єднання композитного матеріалу з підсилюваним елементом за допомогою клею; - дуже дбайливий метод (без пошкодження підсилюваної конструкції); - можливість проводити роботи без зупинки основного виробництва підприємства - мала вага матеріалу.	- відносно висока вартість; - необхідність захисту від вогню; - малий обсяг нормативно-дослідної бази.

Проаналізувавши таблицю 2, очевидно, що **використання фіброармованих систем** для підсилення залізобетонних конструкцій є **дуже ефективним та перспективним напрямком при реконструкції будівель і споруд**, однак потребує детального вивчення питання надійності та довговічності.

ЛІТЕРАТУРА

1. Kang, T.H.K., Kim, W., Ha, S.S. et al. Hybrid Effects of Carbon-Glass FRP Sheets in Combination with or without Concrete Beams. *International Journal of Concrete*

Structures and Materials, 8, 27–41 (2014). <https://doi.org/10.1007/s40069-013-0061-0>

2. CNR-DT 200/2004. «Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures». *Materials, RC and PC structures, masonry structures. ROME – CNR, 2004. 154 p.*

3. М.В. Прядко, І.М. Руднєва, Ю.М. Прядко. Обстеження та підсилення будівельних конструкцій промислових будівель: Навчальний посібник. – Київ: КНУБА, 2018. – 332 с.

4. І. Руднєва, Ю. Прядко, М. Прядко. Аналіз причин обвалення покрівель виробничих будівель. *Збірник наукових праць "Будівельні*

конструкції. *Теорія і практика*". № 6 (2020), с.85-93.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.85-93>

5. **ACI 440.2R-08.** Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures. Michigan: American Concrete Institute, ACI Committee 440: 2008, 76 p.
6. **ДСТУ Б В.3.1-2:2016.** Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. Київ, 2017. – 68с.
7. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений // ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М.: Стройиздат, 1984. - 36 с.
8. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. ЦНИИСК им. Кучеренко. М., 2003.
9. **ДБН В.1.2-14:2018.** Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. / *Мінрегіонбуд України*. – К.: ДП «Укрархбудінформ», 2018.
10. **ДБН В.2.6-98:2009.** Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Нормы проектирования. Киев, 2011.- 75с.
11. **ДСТУ Б В.1.2-3:2006.** Прогини і переміщення. Вимоги проектування. / *Мінбуд України*. – К.: Сталь, 2006.
12. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проектування / *Мінбудархітектури України*. – К.: Сталь, 2006.
13. **Di Tommaso Angelo, Focacci Francesco, Micelli Francesco.** Strengthening Historical Masonry with FRP or FRCM: Trends in Design Approach. – *Key Engineering Materials*, July 2017
DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.747.166
14. **Н. Прядко, Г. Шамрина, Ю. Прядко, И. Руднева.** Усиление конструкций фундаментов жилого дома // *Журнал «Проблеми розвитку міського середовища»*. - 2014. - Вип. 2. - С. 14-22.
15. Пособие по обследованию строительных конструкций зданий. АО ЦНИИПромзданий. – М.: 1997.- 141с.
16. **ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016** Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 44 с.
17. <http://fibrebuilt.fibrenet.it/en/historic-building/consolidating-masonry/>

REFERENCES

1. **Kang, T.HK., Kim, W., Ha, SS. et al.** Hybrid Effects of Carbon-Glass FRP Sheets in Combination with or without Concrete Beams. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 8, 27–41 (2014).
<https://doi.org/10.1007/s40069-013-0061-0>
2. **CNR-DT 200/2004.** «Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures». *Materials, RC and PC structures, masonry structures. ROME – CNR, 2004. 154 p.*
3. **M.V. Priadko, I.M. Rudnieva, Yu.M. Priadko.** Obstezhennia ta pidsylennia budivelnnykh konstrukttsii promyslovykh budivel: *Navchalnyi posibnyk*. – Kyiv: KNUBA, 2018. – 332 s.
4. **I. Rudnieva, Yu. Priadko, M. Priadko.** Analiz prychn obvalennia pokryvel vyrobnychkykh budivel. *Zbirnyk naukovykh prats "Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka"*. № 6 (2020), с.85-93.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.85-93>
5. **ACI 440.2R-08.** Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures. Michigan: American Concrete Institute, ACI Committee 440: 2008, 76 p.
6. **DSTU B V.3.1-2:2016.** Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhualnykh budivelnnykh konstrukttsii ta osnov budivel i sporud. Kyiv, 2017. – 68s.
7. Rekomendatsyy po usyleniyu kamennykh konstrukttsyi zdanyi y sooruzheniy // *TsNYYSK ym. V.A. Kucherenko. M.: Stroyizdat, 1984. - 36 s.*
8. Rukovodstvo po usyleniyu zhelezobetonnykh konstrukttsyi kompozytnymy materyalami. *TsNYYSK ym. Kucherenko. M., 2003.*
9. **DBN V.1.2-14:2018.** Zahalni pryntsyipy zabespechennia nadiinosti ta konstruktyv-noi bezpeky budivel, sporud, budivelnnykh konstrukttsii ta osnov. / *Minrehionbud Ukrainy*. – K.: DP «Ukrarkhbudinform», 2018
10. **DBN V.2.6-98:2009.** Betonnye y zhelezobetonnye konstruktssy. Osnovnye polozheniya. *Normy proektyrovaniya. Kyev, 2011.- 75s.*
11. **DSTU B V.1.2-3:2006.** Prohyny i peremishchennia. Vymohy proektuvannia. / *Minbud Ukrainy*. – K.: Stal, 2006.

12. **DBN V.1.2-2:2006.** Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia / *Minbudarkhitektury Ukrainy*. – K.: Stal, 2006.
13. **Di Tommaso Angelo, Focacci Francesco, Micelli Francesco.** Strengthening Historical Masonry with FRP or FRCM: Trends in Design Approach. – *Key Engineering Materials*, July 2017
DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.747.166
14. **N. Priadko, H. Shamryna, Yu. Priadko, I. Rudnieva.** Usylenye konstruktysyi fundamentov zhyloho doma // *Zhurnal «Problemy rozvytku miskoho seredovyschcha»*. - 2014. - Vyp. 2. - S. 14-22.
15. Posobye po obsledovaniyu stroytelnykh konstruktysyi zdanyi. *AO TsNYYPromzdanyi*. – M.: 1997. - 141s.
16. **DSTU-N B V.1.2-18:2016** Nastanova shcho-do obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. – Kyiv: DP «UkrNDNTs», 2017. – 44 s.
17. <http://fibrebuilt.fibrenet.it/en/historic-building/consolidating-masonry/>

Features and prospects for the use of technologies for strengthening building structures with composite FRP-materials during reconstruction of buildings.

*Iryna Rudnieva, Iurii Priadko,
Nikolay Priadko, Hennadii Tonkacheiev*

Summary. The relevance of this article is explained by the increasing difficulty associated with the reconstruction and revitalization of outdated residential, administrative, industrial buildings to extend their operation, including in the case of a change in the functional purpose of a building or structure to create a non-industrial property

A very important issue is also the preservation of the pristine atmosphere and integrity of architectural monuments, which are predominantly of architectural and cultural importance for the use of future generations. The article discusses the issues of strengthening structural elements of buildings and structures using composite materials, presented the concept of strengthening the main types of structures and the technology of work to strengthen them.

The article presents the results of a detailed examination and technical evaluations of reinforced concrete coating beams of the mechanical workshop building of LLC "Elektrostal", Kurakhovo city, Donetsk region, recalculation of the covering beams was carried out and constructive solutions for their strengthening were developed. A comparative analysis of methods of strengthening building structures using external reinforcement by FRP-systems and traditional, using steel structures, is carried out. Compared to traditional technologies, the proposed solution is less labor-intensive and more gentle in terms of beam weight, since it only adds weight from the composite tape.

An assessment of the effectiveness of theoretically substantiated reinforcement methods and a forecast of the prospects for using FRP-materials to strengthen building structures during reconstruction are given.

Keywords: Composite materials; defects; damage; reconstruction; revitalization; fibre-reinforced polymer FRP; strengthening of building structures; inspection; reinforced concrete coating beam

Визначення нагельних сил в поздовжній арматурі і жорсткості при крученні залізобетонних елементів з нормальними тріщинами

Талят Азізов¹, Дмитро Кочкар'юв², Олена Нагайчук³

^{1,3} Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини
2, вул. Садова, Умань, Україна, 20300

² Національний університет водного господарства та природокористування,
11, вул. Соборна, Рівне, Україна, 33028

¹taljat999@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9621-9805>

²d.v.kochkarev@nuwm.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-4525-7315>

³nagaychuk.o.v.@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6028-7400>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.23-31

Анотація. У статті приведена методика визначення нагельних сил у поздовжній арматурі та жорсткості при крученні залізобетонного елемента з нормальними тріщинами. Для визначення взаємного переміщення берегів нормальної тріщини розглядається плоский поворот перерізу відносно центру кручення. При визначенні центру кручення врахована деформація поздовжньої арматури від зминання бетону під її поверхнею. Показано, що зовнішній крутний момент сприймається за рахунок чистого кручення, а також за рахунок зсуву в поздовжній арматурі та бетоні (стиснутої від згину зони). Частина зовнішнього крутного моменту, що сприймається бетоном зони без тріщин, горизонтальною і вертикальною складовими нагельних сил у поздовжній арматурі, пропорційні їх зсувним і крутильним жорсткостям. Після визначення нагельних сил у поздовжній арматурі визначається повне переміщення в тріщині, а потім і крутильна жорсткість елементів. Приведений повний алгоритм визначення крутильної жорсткості елементів із нормальними тріщинами.

Використання запропонованої методики дозволяє дослідити вплив великої кількості факторів на напружено-деформований стан при крученні залізобетонних елементів із нормальними тріщинами, що при використанні складних обчислювальних програмних комплексів представляє великі труднощі, так як при цьому вимагається моделювання з використанням об'ємних скінчених елементів. У цьому є перевага запропонованого методу. Для прикладу представлені графіки залежності нагельних сил у поздовжній арматурі, а також



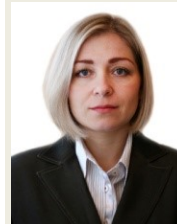
Талят Азізов

завідувач кафедри
техніко-технологічних дисциплін,
охорони праці та безпеки
життєдіяльності
д.т.н., професор



Дмитро Кочкар'юв

професор кафедри міського
будівництва та
господарства
д.т.н., професор



Олена Нагайчук

доцент кафедри
техніко-технологічних дисциплін,
охорони праці та безпеки
життєдіяльності
к.п.н.

моменту, який сприймається частиною бетону без тріщин, від висоти нормальної тріщини.

Отримання таких залежностей при моделюванні в програмних комплексах потребує великих трудовитрат та використання не завжди доступних програмних комплексів.

Представлений підхід не складно розповсюдити на елементи не прямокутного перерізу. При цьому слід також розглянути плоский поворот відносно центру кручення з повною аналогією всіх міркувань, наведених у цій статті.

Ключові слова. Залізобетонний елемент; крутильна жорсткість; нормальна тріщина; нагельна сила; кручення.

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ

При просторовій роботі перекриттів, мостів та інших складних статично невизначених систем перерозподіл зусиль між їх окремими елементами залежить від співвідношення крутильних і згинальних жорсткостей цих елементів [1-3]. У залізобетонних конструкціях на ці жорсткості істотно впливають просторові, нормальні і похилі тріщини.

Згинальні жорсткості залізобетонних елементів з тріщинами досліджені досить широко. Більшість робіт, пов'язаних з деформаціями при крученні припускають наявність просторової тріщини [4-16]. Причому це стосується як звичайних залізобетонних елементів, так і посиленних різними способами. Однак такі методики не прийнятні для розрахунку переміщень при крученні елементів з нормальними тріщинами, які утворюються від згинальних напружень.

Крутильна жорсткість залізобетонних

елементів з нормальними тріщинами досліджена в роботах [17-23]. Згідно цих досліджень при визначенні жорсткості при крученні слід спочатку розсікти подовжню арматуру, потім визначити взаємне зміщення берегів тріщини. Після цього визначається нагельна сила в подовжній арматурі і жорсткість елемента з нормальними тріщинами. Перша частина завдання є наближеною при вирішенні аналітичними методами і дуже трудомісткою при вирішенні за допомогою моделювання об'ємними скінченими елементами. У світлі цих проблем актуальною стає розробка методики визначення жорсткості при крученні елементів з нормальними тріщинами без проміжних трудомістких етапів.

У зв'язку з вищесказаним метою цієї статті є розробка методики визначення нагельної сили в подовжній арматурі і крутильної жорсткості з розгляду деформацій безпосередньо в нормальній тріщині.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Розглянемо залізобетонний елемент з нормальними тріщинами (рис.1).

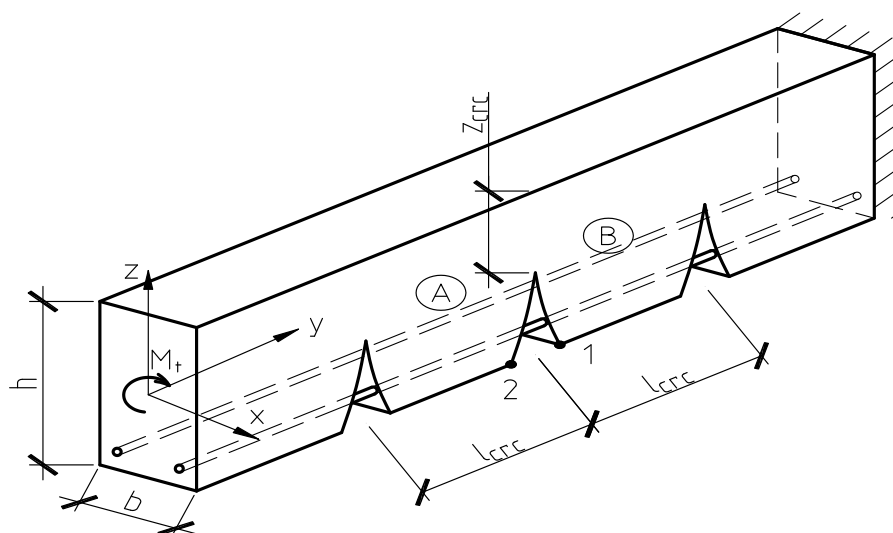


Рис. 1. Схема залізобетонного елемента з нормальними тріщинами при крученні
Fig.1. The Scheme of a reinforced concrete element with normal cracks at torsion

На рисунку 1 через l_{crc} позначено відстань між нормальними тріщинами (яка може бути визначена будь-яким відомим методом, в тому числі методом, розглянутим в нормативних документах). Від блоку A до блоку B крутний момент передається через частину бетону без тріщин висотою Z_{crc} і поздовжню арматуру за рахунок нагельної сили, що виникає в цій арматурі. Після визначення нагельної сили в поздовжній арматурі визначається крутильна жорсткість елемента з нормалю тріщини.

Для визначення нагельних сил в поздовжній арматурі розглянемо деформований стан безпосередньо в нормальній тріщині (рис. 2).

Розглядається елемент з одиничною товщиною (розмір в напрямку осі Y на рис. 2 дорівнює одиниці). Тоді кут повороту θ буде відносним кутом. Перетин повертається відносно центру жорсткостей (на рис. 2 позначений через O).

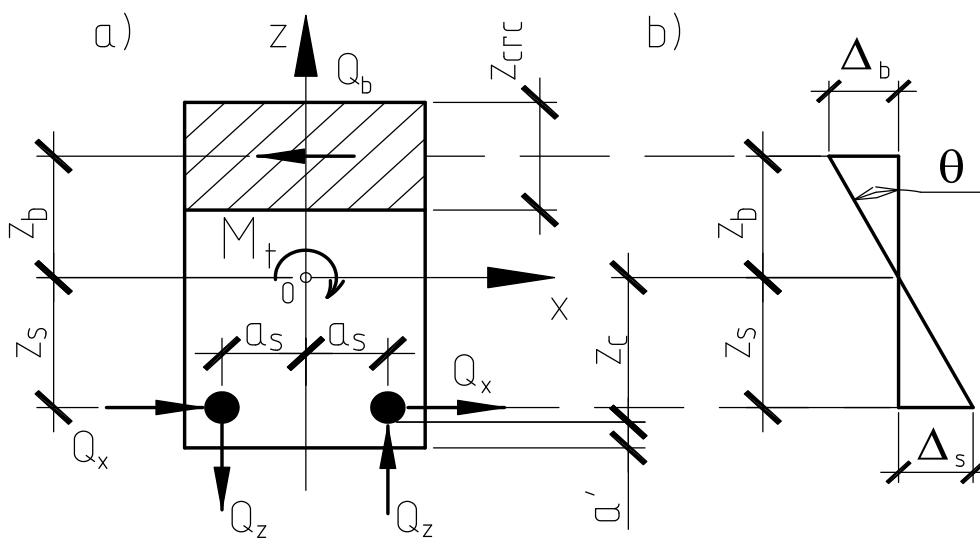


Рис. 2. Схема зусиль (а) і повороту (б) в перерізі з тріщиною
Fig.2. The Scheme of forces (a) and rotation (b) in cross section with a crack

З причини симетрії перетину і армування, в напрямку осі X центр жорсткостей знаходиться в середині ширини перерізу. У напрямку осі Z положення центру жорсткостей (центру кручення) визначиться за формулою:

$$Z_c = \frac{Z_{crc}b(h - a^I - Z_{crc}/2) + 2A_s d_s / 2 \cdot \alpha}{Z_{crc}b + 2A_s \alpha} \quad (1)$$

де

a^I – захисний шар арматури (див. рис. 2,а);

$\alpha = (G_s/G_b)K_{nag}$ – відношення модуля зсуву арматури G_s та бетону G_b з урахуванням підатливості арматури в напрямку дії нагельної сили.

Відмінність виразу (1) від загальноприйнятого визначення положення центру жорсткостей тільки в тому, що відношення модулів зсуву α множиться на коефіцієнт $K_{nag} < 1$, що враховує змінання бетону під арматурою при прикладенні до неї зусилля, перпендикулярного її осі. Визначення цього коефіцієнта наведено нижче.

При повороті перерізу відносно центру жорсткостей зовнішній крутний момент M_t сприймається за рахунок опору чистому крученню $M_{s,b}$ і опору зсуву при повороті всього перерізу M_ω .

Момент, що сприймається за рахунок чистого кручення визначається за формулою:

$$M_{s,b} = \theta(GJ_b + 2 \cdot GJ_s) \quad (2)$$

де

GJ_b – крутильна жорсткість бетонного прямокутника зі сторонами Z_{crc} та b відносно його центра ваги;

GJ_s – крутильна жорсткість одного арматурного стрижня.

Момент від зсуву в результаті повороту визначиться за формуле (див. рис. 2):

$$M_\omega = Q_b Z_b + 2 \cdot Q_x Z_s + 2 \cdot Q_z a_s \quad (3)$$

В той же час величина зсувної сили Q_b , визначається за відомою формулою зсуву:

$$Q_b = \Delta_b G_b A_b \quad (4)$$

де Δ_b – зсув прямокутника площею перерізу $A_b = Z_{crc} \cdot b$ від сили Q_b (рис. 3).

Величина Δ_b визначається з схеми за рис. 2,б від повороту на кут θ :

$$\Delta_b = \theta \cdot Z_b \quad (5)$$

Тоді величина Q_b визначиться за формулою:

$$Q_b = \theta \cdot Z_b G_b A_b \quad (7)$$

Аналогічно визначаються сили Q_x та Q_z :

$$Q_x = \theta \cdot Z_s G_s A_s; \quad (8)$$

$$Q_z = \theta \cdot a_s G_s A_s$$

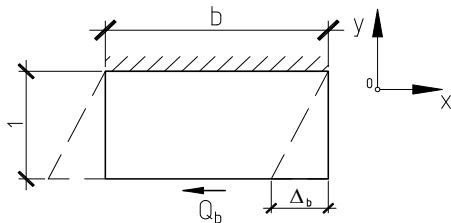


Рис. 3. Схема для визначення переміщення Δ_b при зсуві

Fig.3. Scheme for determining the displacement Δ_b during shear

Слід зазначити, що в формулах (8) модуль зсуву арматури G_s повинен бути помножений на коефіцієнт K_{nag} , описаний вище, визначення якого наведено нижче.

Підставляючи в (3) вирази для Q_b , Q_x , Q_z за (7) і (8) та враховуючи, що зовнішній момент M_t дорівнює сумі моментів за (2) і (3), остаточно отримаємо вираз для зовнішнього крутного моменту:

$$M_t = \theta \left[GJ_b + 2 \cdot GJ_s + Z_b^2 G_b A_b + 2 \cdot G_s A_s K_{nag} (Z_s^2 + a_s^2) \right] \quad (9)$$

Всі величини в квадратних дужках виразу (9) відомі. Отже, знаючи кут повороту θ , легко визначити частку крутного моменту M_t , що сприймає бетонна частина або арматурний стрижень. При відомому значенні крутного моменту, що сприймає арматурний стрижень не важко визначити значення нагельної сили Q_x і Q_z .

Аналогічно вирішується задача з іншим числом стержнів поздовжньої арматури і з перетином, відмінним від прямокутного.

Після визначення нагельних сил величина взаємного зміщення берегів нормальної тріщини буде визначена за емпіричною формулою [24]:

$$\Delta_{loc,x,z} = 1000 \frac{Q^2}{d_s^3 E_b^2} + \frac{Q}{d_s E_b} \quad (10)$$

де d_s , E_b – відповідно діаметр арматури і модуль деформації бетону.

При цьому для визначення горизонтальної складової $\Delta_{loc,x}$ в формулу (10) замість Q слід підставити величину Q_x ; при визначенні $\Delta_{loc,z}$ – величину Q_z .

Далі визначається повне переміщення в тріщині:

$$\Delta_{loc} = 2 \sqrt{\Delta_{loc,x}^2 + \Delta_{loc,z}^2} \quad (11)$$

У виразі (11) права частина помножена на 2, тому що нагельні сили зминають бетон з двох сторін від нормальної тріщини.

Після визначення повного переміщення за (11) неважко визначити крутильну жорсткість B_{crc} елемента з нормальними тріщинами, розташованими на відстані l_{crc} одна від одної:

$$B_{crc} = \frac{\Delta_{bl}}{\Delta_{bl} + \Delta_{loc}} B_{t,0} \quad (12)$$

де Δ_{bl} – переміщення від кручення суцільного блоку довжиною l_{crc} з повною висотою перерізу; $B_{t,0}$ – крутильна жорсткість елемента без тріщини (початкова крутильна жорсткість).

Розглянемо тепер методику визначення коефіцієнта K_{nag} , що входить в

формулу (1). Для цього розглянемо деформацію консольного нагелью (арматури, під дією зсуву поперечною силою Q , яка прикладена перпендикулярно її осі) (рис. 4).

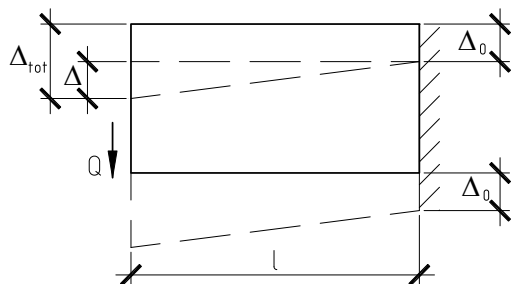


Рис. 4. Схема до визначення коефіцієнта K_{nag}
Fig.4. The Scheme to determine the coefficient K_{nag}

Переміщення Δ від зсуву елемента довжиною l (див. рис. 4) визначається за відомою формулою зсуву:

$$\Delta = \frac{Q \cdot l}{G \cdot A} \quad (13)$$

де A – площа перерізу консольного стрижня.

Однак, арматурний стрижень переміщується не тільки від зсуву, але і від зминання бетону під його поверхнею в місці закладення. Це переміщення позначено на рис. 4 через Δ_0 .

Це переміщення найправильніше визначати за емпіричною формулою [24] для анкера, навантаженого поперечною силою (див. формулу 10):

$$\Delta_0 = 1000 \frac{Q^2}{d_s^3 E_b^2} + \frac{Q}{d_s E_b} \quad (14)$$

Сумарне переміщення кінця стрижня дорівнюватиме (див. рис. 4):

$$\Delta_{tot} = \Delta + \Delta_0 \quad (15)$$

З огляду на факт, що ми розглядаємо перетин одиничної ширини (див. вище), то довжину консолі l на рис. 1 слід прийняти рівною одиниці.

Позначимо модуль зсуву умовного еквівалентного стрижня довжиною $l = 1$ через G_{ekv} .

Переміщення цього стрижня дорівнює

Δ_{tot} (тобто з урахуванням не тільки зсуву Δ , а й переміщення опори Δ_0).

Тоді переміщення цього еквівалентного стрижня дорівнюватиме:

$$\Delta_{tot} = \frac{Q \cdot (l = 1)}{G_{ekv} A_s} \quad (16)$$

Знаючи модуль зсуву еквівалентного стрижня, визначимо коефіцієнт $K_{nag} < 1$:

$$K_{nag} = G_{ekv} / G_s, \quad (17)$$

звідки легко знайти G_{ekv} . Коефіцієнт K_{nag} враховує змінювання бетону під її поверхнею.

Алгоритм визначення нагельної сили і жорсткості при крученні виглядає наступним чином.

1. Задаємо довільне значення θ_0 відносного кута повороту в перерізі.

2. Визначаємо частку крутного моменту, що припадає на кожну складову виразу (9):

$$\begin{aligned} M_b &= \theta_0 \cdot GJ_b; \\ M_s &= \theta_0 \cdot GJ_s; \\ M_{Qb} &= \theta_0 \cdot Z_b^2 G_b A_b; \\ M_{Qx} &= \theta_0 \cdot 2 \cdot G_s A_s K_{nag} Z_s^2; \\ M_{Qz} &= \theta_0 \cdot 2 \cdot G_s A_s K_{nag} a_s^2 \end{aligned} \quad (18)$$

де позначений крутний момент, що сприймається відповідно:

M_b - бетоном зони без тріщин;

M_s - стрижнями арматури при їх чистому крученні;

M_{Qb} - від зсуву зони бетону без тріщин;

M_{Qx} - нагельною силою Q_x ;

M_{Qz} - нагельною силою Q_z .

3. Обчислюємо сумарний момент $M_{t,0}$, що сприймається перетином при його повороті на даний кут θ_0 .

$$\begin{aligned} M_{t,0} &= M_b + M_s + M_{Qb} + \\ &+ M_{Qx} + M_{Qz} \end{aligned} \quad (19)$$

4. Обчислюємо новий кут повороту перетину θ , при якому сумарний крутний момент в перерізі $M_{t,0}$ буде дорівнювати зовнішньому крутному моменту M_t

$$\theta = \theta_0 \frac{M_{t,0}}{M_t} \quad (20)$$

5. За формулою (18) обчислюємо реальні моменти, які сприймаються окремими елементами (M_b , M_{Qb} , M_s , M_{Qx} , M_{Qz}) з підстановкою замість θ_0 величини θ .

6. Знаючи всі складові крутного моменту, обчислюємо нагельні сили Q_x і Q_z :

$$Q_b = M_{Qb} / Z_b; Q_x = M_{Qx} / Z_s; \quad (21)$$

$$Q_z = M_{Qz} / a_s$$

7. За формулою (12) з урахуванням (10) і (11) обчислюємо крутильну жорсткість елемента B_{crc} .

Перевага розробленого в статті методу полягає в тому, що він не вимагає ні використання складних програмних комплексів для моделювання об'ємними скінченими елементами, ані навіть комп'ютерної техніки взагалі, тому що крутильна жорсткість визначається за простими формулами, і усі величини можна обчислити «вру-

чну».

Наведена методика дозволяє досить просто отримати залежності нагельних сил в поздовжній арматурі від висоти тріщини, розмірів поперечного перерізу, діаметра арматури і т.п.

Як приклад на рис. 5 наведено залежності зсувної сили в бетоні Q_b , нагельних сил Q_x , нагельних сил Q_z (рис. 5, а) і моменту M_b (рис. 5, б) від висоти нормальної тріщини h_{crc} для балки перетином 100х200 мм, з двома стрижнями поздовжньої арматури діаметром 10мм, захисний шар арматури дорівнює 20 мм.

З рисунка видно, що нагельні сили в арматурі і зсувна сила в бетоні практично лінійно зростають з ростом висоти нормальної тріщини.

Крутний момент M_b , що сприймається бетонною частиною перетину, навпаки, практично лінійно зменшується з ростом висоти нормальної тріщини.

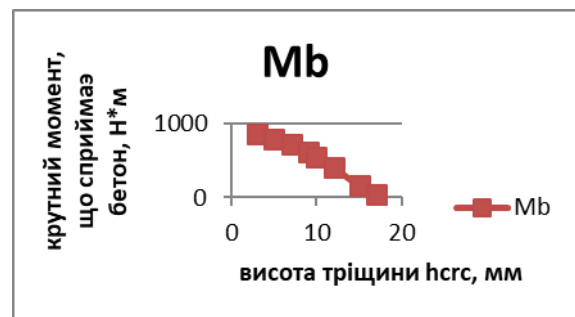
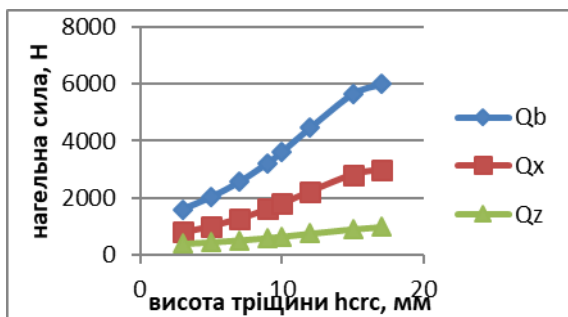


Рис. 5. Залежність Q_b , Q_x та Q_z (а) і моменту M_b (б) від висоти нормальної тріщини

Fig. 5. The Dependence of Q_b , Q_x and Q_z (a) and moment M_b (b) on the height of a normal crack

Використання запропонованої методики дозволяє досліджувати вплив великої кількості факторів на напружено-деформований стан при крученні залізобетонних елементів з нормальними тріщинами, що при використанні складних обчислювальних програмних комплексів представляє великі труднощі, тому що при цьому потрібно моделювання об'ємними скінченими елементами. У цьому полягає перевага запропонованого методу.

Запропонований підхід неважко поширити і на елементи не прямокутного перетину. При цьому слід також розглянути

плоский поворот відносно центру кручення з повною аналогією всіх міркувань, наведених в даній статті.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У статті наведено методику визначення нагельних сил в поздовжній арматурі і жорсткості при крученні залізобетонного елемента з нормальною тріщиною. Для визначення взаємного зсуву берегів нормальної тріщини розглянуто плоский поворот перерізу відносно центру кручення.

Зовнішній крутний момент сприймається за рахунок чистого кручення, а також від зсуву в поздовжній арматурі і бетоні. Частини зовнішнього крутного моменту, що сприймає зона бетону без тріщин, горизонтальна і вертикальна складові нагельних сил в поздовжній арматурі пропорційні їх зсувними і крутильним жорсткостям. Після визначення нагельних сил в поздовжній арматурі визначається повне переміщення в тріщині, а потім і крутильна жорсткість елемента. Наведено повний алгоритм визначення жорсткості при крученні залізобетонних елементів з нормальними тріщинами.

У перспективі передбачається експериментальне коригування коефіцієнта K_{nag} , що враховує змінання бетону під арматурою при її поперечному навантаженні.

ЛІТЕРАТУРА

1. Улицкий Б.Е., Потапкин А.А., Руденко В.И., Сахарова И.Д., Егорушкин Ю.М. Пространственные расчёты мостов. Москва: Транспорт, 1967. 404 с.
2. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчёт несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. Москва: Стройиздат, 1977. 223 с.
3. Горнов В.Н. Исследование прочности и жёсткости сборных железобетонных перекрытий из лотковых настилов // *Материалы и конструкции в современной архитектуре*. Москва: Стройиздат, 1950.
4. Елагин Э.Г. Расчет перемещений железобетонных стержней прямоугольного сечения на стадиях работы с трещинами при совместном кратковременном действии моментов и продольной силы. *Строительная механика и расчет сооружений*. 1991. (№ 4). С. 26-31.
5. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. Москва: Стройиздат, 1996. 416 с.
6. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. Москва: Стройиздат, 1976. 208 с.
7. Коуэн Г.Дж. Кручение в обычном и предварительно напряженном железобетоне: Пер. с англ. Москва: Изд-во литературы по строительству, 1972. 104 с.
8. Meyyada Y. Alabdulhady, Lesley H. Sneed, Christian Carloni. Torsional behavior of RC beams strengthened with PBO-FRCM composite – An experimental study. *Engineering Structures*. (136). 2017. P. 393-405.
9. Mohammed Sirage Ibrahim, Esayas Gebreyouhannes, Abdulkarim Muhdin, Abrham Gebre. Effect of concrete cover on the pure torsional behavior of reinforced concrete beams. *Engineering Structures*. (216). 2020. P.2-12.
10. Kongjian Shen, Shui Wan, Y.L. Mo, Zhengwen Jiang. Theoretical analysis on full torsional behavior of RC beams strengthened with FRP materials. *Composite Structures*. (183). 2018. P. 347-357.
11. Jikai Zhou, Wei Shen, Shifu Wang. Experimental study on torsional behavior of FRC and ECC beams reinforced with GFRP bars. *Construction and Building Materials*. (152). 2017. P. 74-81.
12. Luis F.A. Bernardo, Jorge M.A. Andrade. A unified softened truss model for RC and PC beams under torsion. *Journal of Building Engineering*. (32). 2020. P.2-13.
13. Ilker Kalkan, Saruhan Kartal. Torsional Rigidities of Reinforced Concrete Beams Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling. *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering*. Vol.11, (№7). 2017. P. 969-972.
14. Luis F.A. Bernardo, Catia S.B. Taborda and Jorge M.A. Andrade. Generalized Softened Variable Angle Truss Model for PC Beams under Torsion. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2018. 12:62 <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0285-0>
15. Cowan H.J. and Armstrong S. Experiments on the Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams and of Concrete-Encased Steel Joints in Combined Bending and Torsion. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 6, (№ 19). U.K.: London, 1955. P. 3-20.
16. Hsu T.T.C. Torsion of Structural Concrete A Summary on Pure Torsion. *Symposium on Torsion, SP (№18)*. ACI, 1968. SP-18, 165-178.
17. Азизов Т.Н., Мельник А.В., Парамонов Д.Ю. НДС и прочность железобетонных балок с нормальными трещинами при кручении. *Зб. наук. праць. Серія «Галузеве машинобудування, будівництво»*, вип. 3 (25) – Том 3. Полтава: ПолтНТУ, 2009. С. 9-13.

18. **Азізов Т.Н., Орлова О.М.** Жорсткість і міцність при крученні залізобетонних двотаврових елементів з нормальними тріщинами. *Вчені записки Таврійського національного університету імені В.І. Вернадського Серія: Технічні науки Том 31 (70). (№ 3). 2020. Частина 2. С. 124-129.*
19. **Срібняк Н.М.** Крутильна жорсткість залізобетонних елементів перекриттів з нормальними тріщинами: *автореф. дис. канд. техн. наук 05.23.01. Одеса, 2009. 23 с.*
20. **Мельник О.В.** Жорсткість та міцність коробчастих залізобетонних елементів за дії деформації кручення. *Умань, 2016. 116 с.*
21. **Мельник О.С.** Кручення в залізобетонних елементах порожнистого трикутного профілю з нормальними тріщинами. *Умань, 2013. 109 с.*
22. **Стадник В.І.** Жорсткість і міцність при крученні залізобетонних таврових елементів з нормальними тріщинами. *автореф. дис. канд. техн. наук. Одеса, 2011. 21 с.*
23. **Azizov T., Kochkarev D.** Calculation Model of Equivalent Cross-Section for Determining Displacement During Torsion of a Reinforced Concrete Element With Normal Cracks. *Sciences of Europe. 2020. Vol. 1, (№ 54). 2020. P. 15-18.*
24. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций. [разраб. НИИЖБ Госстроя СССР]. *Москва: Стройиздат, 1984. 87 с.*
- ka i raschet sooruzheniy. 1991. (№ 4). S. 26-31. (in Russian).**
5. **Karpenko N.I.** Obschie modeli mehaniki zhelezobetona. *Moskva: Stroyizdat, 1996. 416 s. (in Russian).*
6. **Karpenko N.I.** Teoriya deformirovaniya zhelezobetona s treschinami. *Moskva: Stroyizdat, 1976. 208 s. (in Russian).*
7. **Kouen G.Dzh.** Kruchenie v obyichnom i predvaritelno napryazhenom zhelezobetone: Per. s angl. *Moskva: Izd-vo literaturyi po stroitelstvu, 1972. 104 s. (in Russian).*
8. **Meyyada Y. Alabdulhady, Lesley H. Sneed, Christian Carloni.** Torsional behavior of RC beams strengthened with PBO-FRCM composite – An experimental study. *Engineering Structures. (136). 2017. P. 393-405.*
9. **Mohammed Sirage Ibrahim, Esayas Gebreyouhannes, Abdulkarim Muhdin, Abrham Gebre.** Effect of concrete cover on the pure torsional behavior of reinforced concrete beams. *Engineering Structures. (216). 2020. P. 2-12.*
10. **Kongjian Shen, Shui Wan, Y.L. Mo, Zhengwen Jiang.** Theoretical analysis on full torsional behavior of RC beams strengthened with FRP materials. *Composite Structures. (183). 2018. P. 347-357.*
11. **Jikai Zhou, Wei Shen, Shifu Wang** Experimental study on torsional behavior of FRC and ECC beams reinforced with GFRP bars. *Construction and Building Materials. (152). 2017. P. 74-81.*
12. **Luis F.A. Bernardo, Jorge M.A. Andrade.** A unified softened truss model for RC and PC beams under torsion. *Journal of Building Engineering. (32). 2020. P. 2-13.*
13. **Ilker Kalkan, Saruhan Kartal.** Torsional Rigidities of Reinforced Concrete Beams Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling. *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering. Vol. 11, (№7), 2017. P. 969-972.*
14. **Luis F.A. Bernardo, Catia S.B. Taborda and Jorge M.A. Andrade.** Generalized Softened Variable Angle Truss Model for PC Beams under Torsion. *International Journal of Concrete Structures and Materials. 2018. 12:62https://doi.org/10.1186/s40069-018-0285-0*
15. **Cowan H.J. and Armstrong S.** Experiments on the Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams and of Concrete-Encased Steel Joints in Combined Bending and Torsion.

REFERENCES

1. **Ulitskiy B.E., Potapkin A.A., Rudenko V.I., Saharova I.D., Egorushkin Yu.M.** Prostranstvennyye raschoty mostov. *Moskva: Transport, 1967. 404 s. (in Russian).*
2. **Drozdov P.F.** Konstruirovaniye i raschot nesuschih sistem mnogoetazhnykh zdaniy i ih elementov. *Moskva: Stroyizdat, 1977. 223 s. (in Russian).*
3. **Gornov V.N.** Issledovanie prochnosti i zhyostkosti sbornykh zhelezobetonnykh perekrytiy iz lotkovykh nastilov. *Materialy i konstruksii v sovremennoy arhitekture. Moskva: Stroyizdat, 1950. (in Russian).*
4. **Elagin E.G.** Raschet peremescheniy zhelezobetonnykh sterzhney pryamougolnogo secheniya na stadiyah raboty s treschinami prisovmestnom kratkovremennom deystvii momentov i prodolnoy silyi. *Stroitel'naya mehani-*

16. **Hsu T.T.C.** Torsion of Structural Concrete A Summary on Pure Torsion. *Symposium on Torsion, SP (№18), ACI, 1968. SP-18, 165-178.*
17. **Azizov T.N., Melnik A.V., Paramonov D.Yu.** NDS Prochnost zhelezobetonnykh balok s normalnymi treschinami pri kruchenii. *Zb. nauk. prats. Seriya «Galuzeve mashinobuduvannya, budivnitstvo», vip. 3 (25). Tom 3. Poltava: PolNTU, 2009. S. 9-13. (in Ukrainian).*
18. **Azizov T.N., Orlova O.M.** Zhorstkist i mitsnist pry kruchenni zalizobetonnykh dvotavrovykh elementiv z normalnymi trishchynamy. *Vcheni zapysky Tavriiskoho natsionalnoho universytetu imeni V.I. Vernadskoho. Seriya: Tekhnichni nauky Tom 31 (70). (№ 3). 2020. Chastyna 2. S.124-129. (in Ukrainian).*
19. **Sribniak N.M.** Krutylna zhorstkist zalizobetonnykh elementiv perekryttiv z normalnymi trishchynamy: *avtoref. dys. kand. tekhn. nauk 05.23.01. Odesa., 2009. 23 s. (in Ukrainian).*
20. **Melnyk O.V.** Zhorstkist ta mitsnist korobchastykh zalizobetonnykh elementiv za dii deformatsii kruchennia. *Uman, 2016. 116 s.*
21. **Melnyk O.S.** Kruchennia v zalizobetonnykh elementakh porozhnystoho trykutnoho profilu z normalnymi trishchynamy. *Uman, 2013. 109 s. (in Ukrainian).*
22. **Stadnyk V.I.** Zhorskist i mitsnist pry kruchenni zalizobetonnykh tavrovykh elementiv z normalnymi trishchynamy. *avtoref. dys. ...kand. tekhn. nauk. Odesa, 2011. 21 s. (in Ukrainian).*
23. **Azizov T., Kochkarev D.** Calculation Model of Equivalent Cross-Section for Determining Displacement During Torsion of a Reinforced Concrete Element With Normal Cracks. *Sciences of Europe. 2020. Vol. 1, (№54). 2020. P. 15-18.*
24. Rekomendatsii po proektirovaniyu stalnykh zakladnykh detaley dlya zhelezobetonnykh konstruktiv. [razrab. NIIZhB Gosstroya SSSR]. Moskva: Stroyizdat, 1984. 87 s. (in Russian).

Determination of pin forces in longitudinal reinforcement and stiffness at torsion reinforced concrete elements with normal cracks

Taliat Azizov, Dmytro Kochkarev,

Summary. The article presents a method for determining the pin forces in the longitudinal reinforcement and the torsional stiffness of a reinforced concrete element with normal cracks. To determine the mutual displacement of the edges of a normal crack, a flat rotation of the section relative to the center of torsion is considered.

When determining the center of torsion, the deformation of the longitudinal reinforcement from the crushing of concrete under its surface is taken into account. It is shown that the external torque is perceived due to pure torsion, as well as due to shear in the longitudinal reinforcement and concrete (compressed zone from the bend). Part of the external torque perceived by the concrete of the zone without cracks, horizontal and vertical components of the pin forces in the longitudinal reinforcement, proportional to their shear and torsional stiffness. After determining the pin forces in the longitudinal reinforcement is determined by the complete movement in the crack, and then the torsional stiffness of the elements.

The complete algorithm for determining the torsional stiffness of elements with normal cracks is given

The use of the proposed technique allows us to investigate the influence of a large number of factors on the stress-strain state during the torsion of reinforced concrete elements with normal cracks, which when using complex computer software is very difficult because this requires modeling using three-dimensional finite elements.

This is the advantage of the proposed method. For example, graphs of the dependence of the force forces in the longitudinal reinforcement, as well as the moment perceived by the part of the concrete without cracks, from the height of the normal crack. Obtaining such dependencies in modeling in software packages requires high labor costs and the use of not always available software packages.

The presented approach is not difficult to extend to elements of a non-rectangular cross-section. It is also necessary to consider a flat rotation relative to the center of torsion with a complete analogy of all the considerations given in this article.

Keywords. Reinforced concrete element; torsional stiffness; normal crack; shear force; torsion.

Комплексна оцінка технічного стану перекриття будівлі лікувально-діагностичного комплексу лікарні «ОХМАТДИТ»

Руслан Головка¹, Юрій Слюсаренко², Олег Фесенко³

^{1, 2, 3} Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
03037, м. Київ-37, вул. Преображенська, 5/2

¹ golovko@ndibk.gov.ua, <http://orcid.org/0000-0003-4821-0704>

² slus@ndibk.gov.ua, <http://orcid.org/0000-0002-0447-3927>

³ fesenko@ndibk.gov.ua, <http://orcid.org/0000-0001-8154-2239>

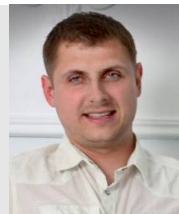
DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020. 32-44

Анотація. Стаття містить результати досліджень монолітної залізобетонної плити перекриття 8-го поверху блоку Б об'єкту «Сучасний лікувально-діагностичний комплекс Національної дитячої спеціалізованої лікарні «ОХМАТДИТ» в м. Києві». Необхідність виконання дослідження технічного стану плити обумовлена тим, що в результаті неякісно проведених робіт, пов'язаних із порушенням технологічних норм при бетонуванні в зимовий період, у плиті перекриття виникли дефекти, які значно знижували несучу здатність плити та перешкоджали проведенню подальших робіт, пов'язаних із добудовою об'єкту та введенням його в експлуатацію.

Оцінку технічного стану плити перекриття було виконано методами візуального та інструментального обстеження. Під час візуального обстеження було зафіксовано численні дефекти виготовлення монолітної залізобетонної плити перекриття, такі як місцеве руйнування захисного шару бетону, оголення та корозія робочої арматури плити. Фактичну міцності бетону плити було визначено неруйнівними методами.

В результаті аналізу дефектів і пошкоджень плити перекриття її технічний стан було оцінено як непридатний до нормальної експлуатації – категорія стану «3» за ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016.

Для ремонту плити перекриття були розроблені рекомендації, що передбачали відновлення захисного шару бетону плити ремонтною полімер-цементною сумішшю. Після відновлення плити перекриття було виконано підсилення колони в осях 36/В6 металевими обоймами із кутиків. Перевірний розрахунок жорсткості



Руслан Головка
завідувач лабораторії
конструкцій мобільних
споруд і металевих
конструкцій



Юрій Слюсаренко
заступник директора
Інституту з наукової
роботи,
к.т.н., с.н.с.



Олег Фесенко
завідувач сектору
вогнестійкості
будівельних конструкцій,
к.т.н.

плити перекриття з урахуванням фактичної міцності бетону було виконано методом граничних станів за допомогою комп'ютерної моделі, що розроблена методом скінченних елементів у програмному комплексі Ліра-САПР

Після виконання ремонтно-відновлюваних робіт і набрання міцності ремонтним бетоном було проведено натурне випробування ділянки плити перекриття. Завантаження ділянки перекриття здійснювалося за допомогою наповненого водою басейну. Навантаження на ділянку плити перекриття прикладалися ступенями з витримкою під навантаженням після

кожного ступеня. За результатами проведеного випробування було виміряно переміщення плити перекриття, що не перевищували граничних значень.

Ключові слова: Плита перекриття; технічний стан; експлуатаційна придатність; натурне випробування.

ВСТУП

Будівля лікувально-діагностичного комплексу розташована в м. Києві по вул. Чорновола, 28/1, на території Національної дитячої спеціалізованої лікарні «ОХМАТДИТ», в умовах щільної забудови.

Будівля має складну форму в плані і складається з семи блоків (блоки А, Б, В, Г, Д, Е і блок С), які відокремлені між собою деформаційними швами.

Будівля блоку Б в плані має вигляд двох квадратів, зміщених один від одного на 9,6 м. Габаритні розміри блоку – 47,8×38,2 м. Блок має підвал, цокольний поверх та 11 надземних поверхів, включаючи технічний. План плити перекриття 8-го поверху будівлі блоку Б наведено на рис. 1.

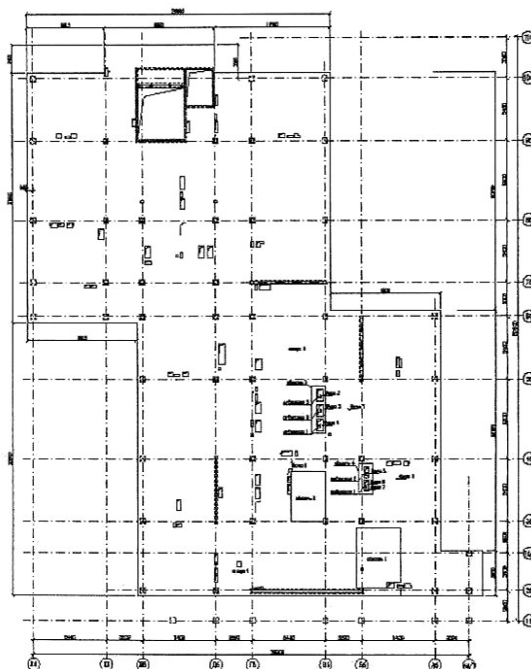


Рис. 1. План плити перекриття 8-го поверху будівлі блоку Б

Fig. 1. 8th-floor slab plan of the block B building

Клас наслідків (відповідальності) будівлі – СС3 за ДБН В.1.2-14:2018 [1].

Конструктивна схема будівлі – монолітний залізобетонний каркас. Несучі елементи будівлі – колони, стіни та діафрагми, на які безпосередньо спираються монолітні плити перекриття надземних поверхів.

Ядром жорсткості каркасу блоку Б слугують монолітні залізобетонні стіни ліфтових блоків, вертикальними діафрагмами жорсткості слугують монолітні залізобетонні стіни в осях 26/Гб-Бб, в осях Бб/5б-6б, Дб/3б-4б та в осях 7б/Гб-Вб.

Колони монолітні залізобетонні квадратного перетину розмірами 450×450 мм.

Перекриття – монолітні залізобетонні плити товщиною 200 мм.

Згідно з проектом залізобетонні конструкції виконані з важкого бетону класу С25/30 за ДБН В.2.6-98:2009 [2].

МЕТА І МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

З метою оцінки технічного стану фахівцями ДП НДІБК було виконано детальне обстеження плити перекриття над 8-м поверхом в осях 16-5б / Дб-Аб/7 блоку Б. Необхідність виконання обстеження обумовлена тим, що в результаті неякісно проведених будівельних робіт, пов'язаних із порушенням технологічних норм при бетонуванні в зимовий період, у залізобетонній плиті виникли дефекти, які значно знижували несучу здатність плити та перешкоджали проведенню подальших робіт, пов'язаних із добудовою об'єкту та введенням його в експлуатацію.

Комплексну оцінку технічного стану плити перекриття було виконано методами візуального та інструментального обстеження [3], а також натурних випробувань будівельних конструкцій [4]. Статичний розрахунок плити перекриття було виконано за методом граничних станів за допомогою комп'ютерної моделі, що розроблена методом скінченних елементів [5]. Під час проведення робіт з обстеження було враховано значний досвід

фахівців ДП НДІБК щодо виконання комплексних обстежень відповідальних будівель та споруд [6-9].

РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ

У період обстеження об'єкт знаходився на стадії незавершеного будівництва.

Під час обстеження було встановлено, що внаслідок порушення технологічних норм при бетонуванні в зимовий період у залізобетонній плиті перекриття виникли значні дефекти, основними з яких є такі:

- раковини глибиною 6-11 см на нижній поверхні плити, оголення та корозія арматури, див. рис. 2;

- відсутність зчеплення бетону колони в осях 3б/Вб із бетоном плити перекриття 8-го поверху, див. рис. 2;

- руйнування бетону глибиною до 12 см на ділянках нижньої поверхні плити, оголення та корозія арматури, рис. 3;

- відсутність захисного шару бетону на верхній грані плити перекриття, оголення та корозія арматури, рис. 4.

За результатами візуального обстеження було складено схему розташування дефектів на нижній та верхній гранях плити перекриття, див. рис. 5.



а



б

Рис.2. Місцеве руйнування захисного шару бетону, відсутність зчеплення бетону плити і колони в осях 3б/Вб (а); оголення та корозія робочої арматури нижньої грані плити перекриття (а, б)

Fig. 2. Damage of the concrete cover and reinforcement corrosion on the lower side of the 8th-floor slab



а



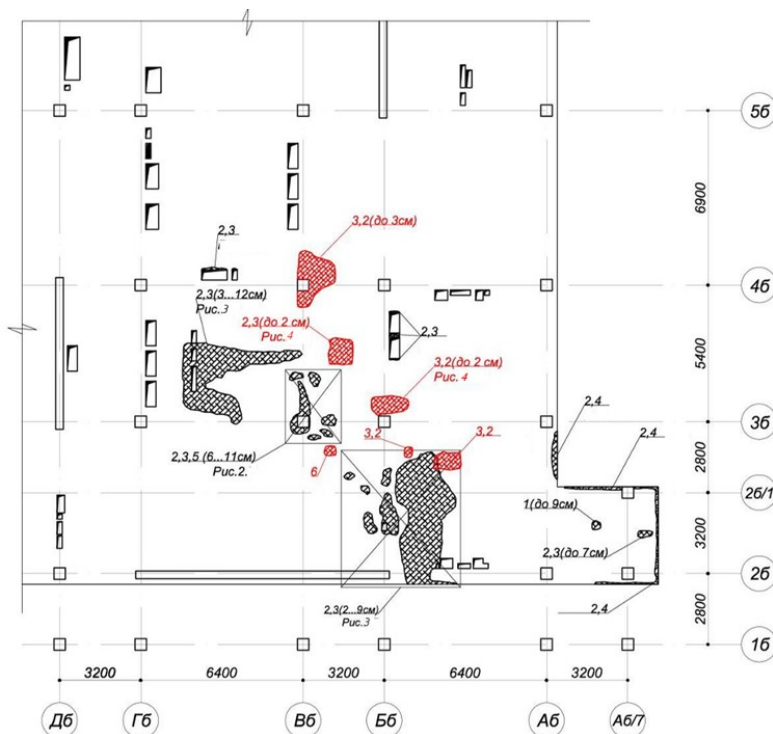
б

Рис.3. Руйнування бетону захисного шару глибиною до 12 см на нижній поверхні плити, оголення та корозія робочої арматури: а) в осях 3б-4б/Вб-Гб; б) в осях 2б-3б/Аб-Бб

Fig.3. Destruction of concrete cover up to 12 cm depth on the lower surface of the slab, corrosion, and uncovering of reinforcement: а) in axes 3b-4b / Vb-Gb; б) in axes 2b-3b / Ab-Bb



Рис.4. Руйнування захисного шару бетону, корозія арматури на верхній грані плити перекриття
Fig. 4. Damage of the concrete cover and reinforcement corrosion on the upper side of the 8th-floor slab



Умовні позначення:

- 1 – каверни в бетоні;
- 2 – корозія арматурних стрижнів;
- 3 – руйнування захисного шару бетону;
- 4 – руйнування бетону по периметру плити;
- 5 – відсутність зчеплення бетону колони з бетоном перекриття;
- 6 – відсутність захисного шару бетону; (2...6 см) – в дужках вказано глибину руйнування бетону; червоним кольором вказані дефекти на верхній грані плити; чорним вказано дефекти на нижній грані плити

Рис.5. Схема розташування дефектів та пошкоджень на нижній і верхній гранях плити перекриття в осях 2б-5б / Дб-Аб/7

Fig. 5. The layout of defects and damages on the lower and upper edges of the 8th-floor slab in axes 2b-5b / Db-Ab / 7

На підставі аналізу дефектів і пошкоджень плити перекриття 8-го поверху її технічний стан було оцінено як непридатний для нормальної експлуатації – категорія технічного стану «3» за ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 [3].

При проведенні обстеження плити перекриття неруйнівними методами контролю

було визначено середню міцність бетону, яка відповідає класу від C20/25 по C25/30.

За результатами обстеження було встановлено, що подальші будівельно-монтажні роботи на ділянці перекриття 8-го поверху в осях 1б-5б/Дб-Аб/7 можливі лише після проведення робіт з ремонту і відновлення експлуатаційної придатності плити.

Для ремонту і відновлення плити перекриття були розроблені рекомендації, що передбачали виконання робіт у такій послідовності:

- видалення дефектних ділянок до «здорового» тіла бетону, яке має міцність на стиск не менше 20 МПа;
- очищення поверхні відкритих ділянок бетону і арматури;
- знепилення очищених ділянок бетону і арматури;
- ґрунтування розчищеної поверхні;
- нанесення адгезійно-захисного шару;
- відновлення конфігурації залізобетонної плити ремонтною полімер-цементною сумішшю із послідовним нанесенням шарів до отримання проектних розмірів плити;
- догляд за відремонтованою залізобетонною плитою шляхом зволоження свіжоукладеної суміші протягом 2-3 діб.

Після набирання міцності «новим» бетоном через 28 діб було передбачено контроль міцності бетону на стиск, використо-

вуючи неруйнівні методи, до досягнення значення не нижче 25 МПа.

Особливу увагу при відновленні плити було спрямовано на ділянку плити навколо колони в осях 3б/Вб, де спочатку було ретельно зачеканено простір між колоною та плитою, після чого було виконано відновлення самої плити.

Після відновлення плити перекриття та набирання міцності «новим» бетоном для більш надійної передачі навантаження на колону в осях 3б/Вб від розташованих вище конструкцій будівлі було виконано підсилення плити і колони металевими обоймами згідно з ДСТУ Б В.3.1-2-2016 [10].

Підсилення залізобетонних колон металевими обоймами було виконано шляхом улаштування обрамлення з кутиків 100х100х7 мм із попередньо напруженими поперечними планками, привареними до кутиків.

Схема влаштування підсилення наведена на рис. 6.

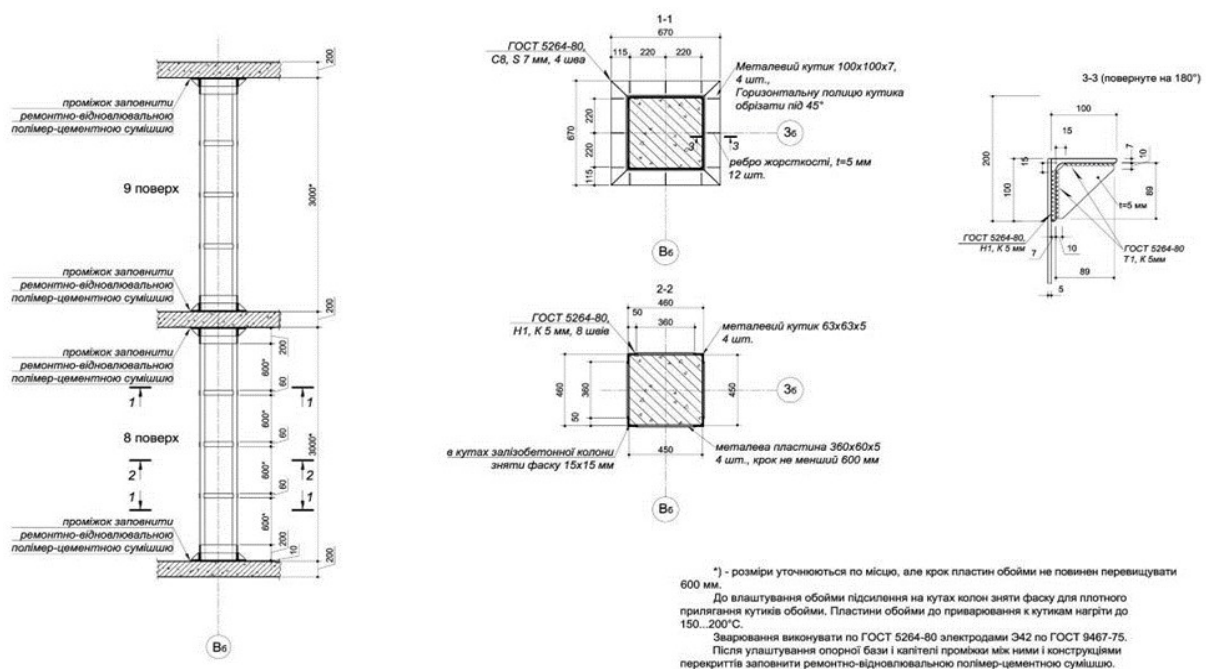


Рис.6. Схема улаштування обойм підсилення колони в осях 3б / Вб на 8-у та 9-у поверхах
Fig. 6. Strengthening scheme of column situated in axes 3b / Bb at 8th and 9th floor

РЕЗУЛЬТАТИ ПЕРЕВІРНОГО РОЗРАХУНКУ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

Перевірний розрахунок відновленої плити перекриття було виконано з урахуванням фактичної міцності бетону.

Значення навантажень і їх сполучення для розрахунку фрагмента плити перекриття були прийняті згідно з чинними нормами проектування ДБН В.1.2-2:2006 [11].

Розрахунки плити перекриття були виконані за 2-ю групою граничних станів з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n=1,0$ як для усталеної розрахункової ситуації згідно з вимогами ДБН В.1.2-14 [1].

Розрахунок комп'ютерної моделі фрагмента плити, що обстежується, був

виконаний за допомогою програмного комплексу Ліра-САПР, яка є комп'ютерною системою для структурного аналізу і проектування широкого ряду конструкцій [5]. В основу програми закладений метод скінченних елементів (МСЕ), що реалізується у формі переміщень.

Розрахункова комп'ютерна модель представляє собою горизонтальний диск перекриття, що складається із універсальних чотирикутних скінченних елементів оболонки типу СЕ 44.

Розрахунок плити перекриття виконано з урахуванням того, що вузли з'єднання діафрагм жорсткості і колон з плитою є жорсткими. Розрахункова схема плити перекриття над 8 поверхом блоку Б в осях 1б-6б / ЖБ-А_{б/7} представлена на рис. 8.

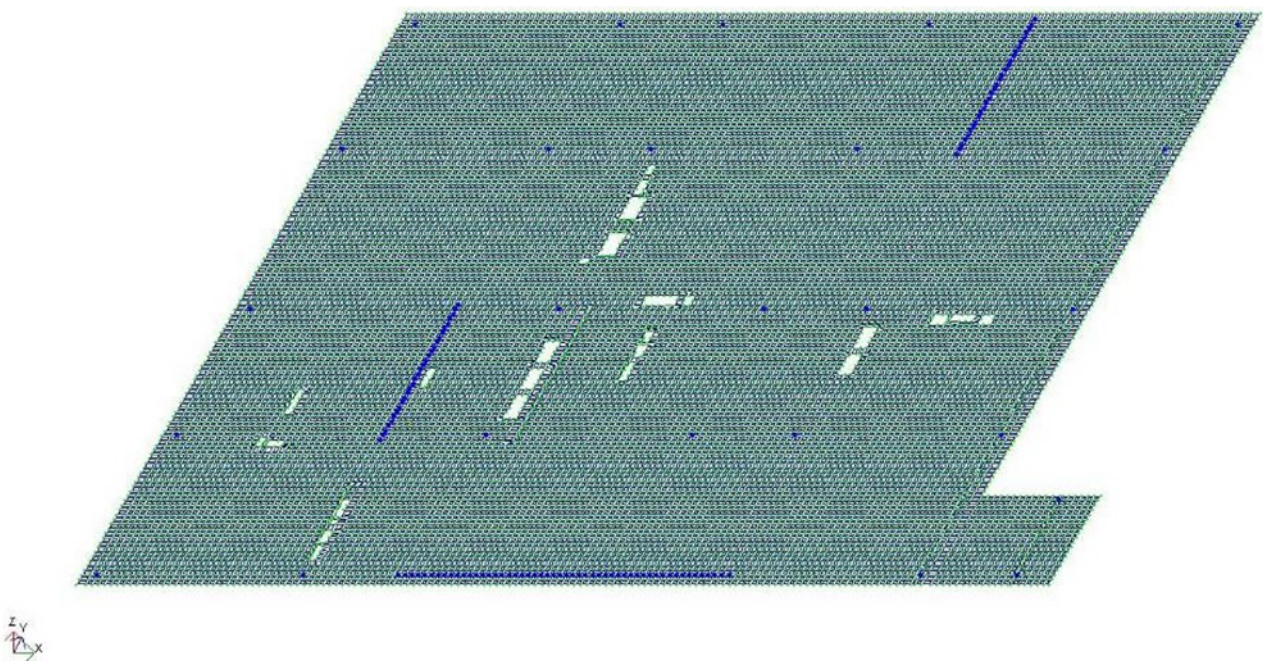


Рис.7. Розрахункова схема плити перекриття над 8 поверхом блоку Б в осях 1б-6б / ЖБ-А_{б/7}

Fig.7. Structural model of the 8th-floor slab in axes 1b-6b / Zhb-A_{b/7}

Перевірка жорсткості плити перекриття була виконана відповідно до вимог ДБН В.2.6-98 [2], ДСТУ Б В.2.6-156 [12] та з урахуванням рекомендацій посібника [13]. Граничне значення переміщення плити перекриття було прийняте згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [14] таким, що становить $f_u=l/200=6400/200=32$ мм.

Навантаження на розрахункову схему:

- завантаження №1, що включає розподілене навантаження від власної ваги плити і становить 500 кг/м^2 ;
- завантаження №2, що включає рівномірно розподілене експлуатаційне навантаження і становить 630 кг/м^2 .

Ізополя переміщень плити перекриття від власної ваги наведено на рисунку 8. Ізополя переміщень плити перекриття від

дії експлуатаційного навантаження (без урахування власної ваги) наведено на рис. 9.

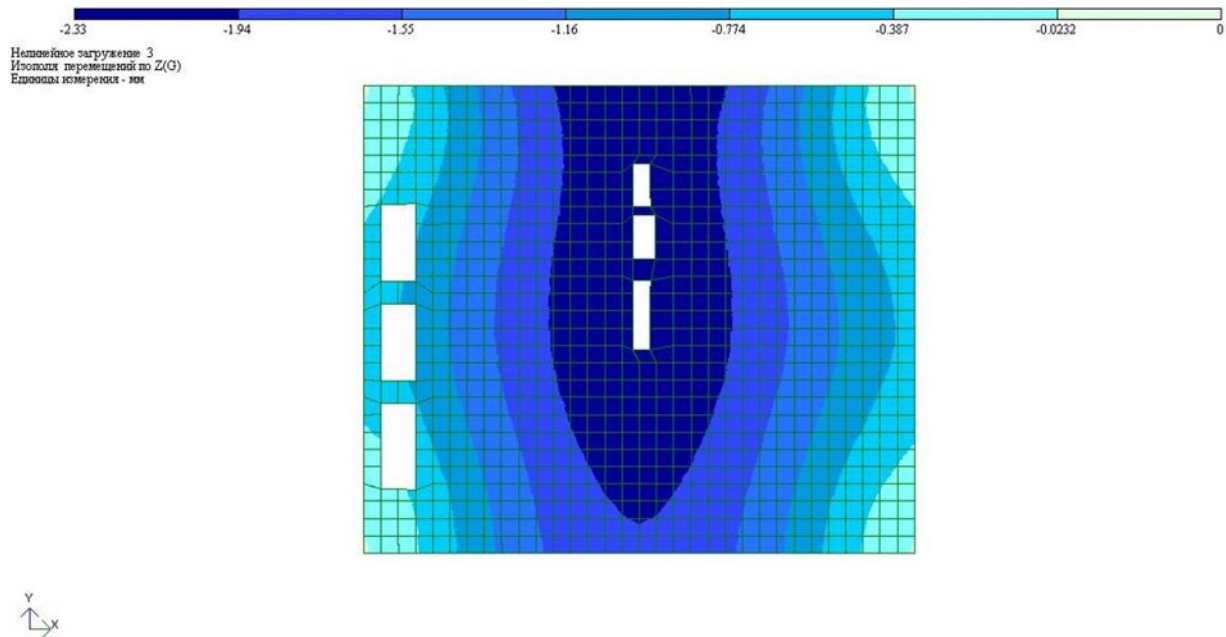


Рис.8. Ізополя переміщень у плиті перекриття від власної ваги
Fig.8. Displacement isofields of the 8th-floor slab due to self-weight

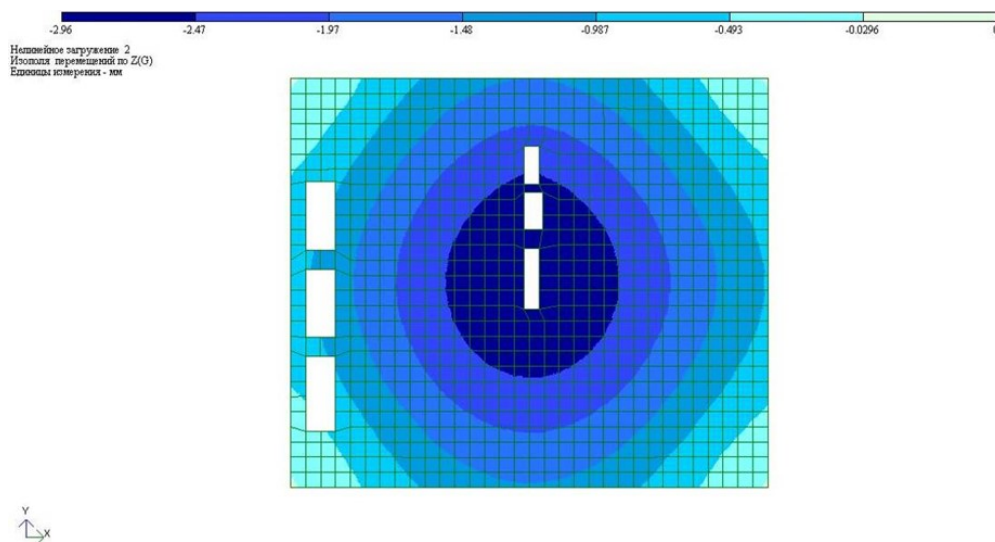


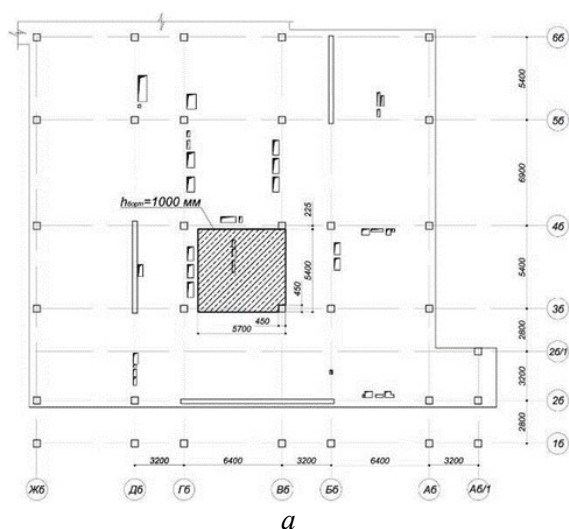
Рис. 9. Ізополя переміщень у плиті перекриття від дії експлуатаційного навантаження (без урахування власної ваги)
Fig. .9. Displacement isofields of the 8th-floor slab due to operational load (except self-weight)

Аналіз результатів виконаних розрахунків вказує на таке:

- максимальне значення переміщення плити перекриття від власної ваги становить 2,3 мм;
- максимальне значення переміщення плити від рівномірно розподіленого експлуатаційного навантаження – 2,96 мм.

Максимальне розрахункове значення переміщень плити перекриття складає $f_{\max}=2,33+2,96=5,29$ мм не перевищує граничного значення, яке становить 32 мм згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [14]. Таким чином, за результатами перевірного розрахунку жорсткість плити перекриття забезпечена.

РЕЗУЛЬТАТИ НАТУРНИХ ВИПРОБУВАНЬ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ



Після виконаних робіт з ремонту і підсилення було проведено натурне випробування плити перекриття на ділянці в осях 3б-4б/Гб-Вб.

Підготовка до проведення випробувань

В процесі підготовки до випробувань було виконано:

- огляд поверхонь плити перекриття;
- обмірні роботи по встановленню фактичних геометричних параметрів та розташування ділянок перекриття в зоні його навантаження;
- розмічання на ділянці перекриття місць розташування стінок навантажувального басейну (рис. 10 а);
- розмічання місць улаштування приладів для вимірювання переміщень, їх встановлення та нумерація (рис. 10 б).

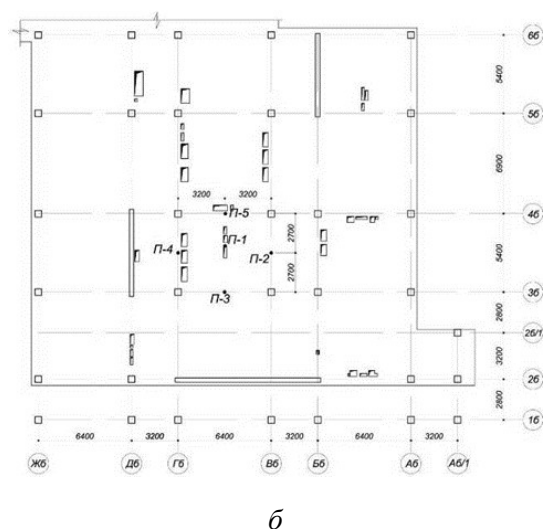


Рис. 10. План фрагменту плити перекриття 8-го поверху: а) схема розташування навантажувального басейна; б) схема розташування вимірювальних приладів.

Fig. 10. Plan of the 8th-floor slab fragment: а) scheme of the loading water pool; б) scheme of displacement measuring instruments

Завантаження ділянки перекриття здійснювалося шляхом наповнення водою басейну згідно з правилами, регламентованими ДСТУ Б В.2.6-7 [5].

У зв'язку з тим, що площа басейна менша за площу плити в межах колон в осях 3б-4б/Гб-Вб, то експлуатаційне значення рівномірно розподіленого навантаження на

перекриття було приведене як еквівалентне до площі басейна.

Вантажна площа перекриття в межах колон в осях 3б-4б/Гб-Вб – $6,4 \times 5,4 = 34,56$ м.

Площа басейну – $5,7 \times 5,4 = 30,78$ м

Відносна площа басейна до площі перекриття: $34,56 / 30,78 = 1,12$

Експлуатаційне значення приведеного рівномірно розподіленого навантаження на плити в межах басейна:

$$1,12 \times 630 \approx 710 \text{ кг/м}^2.$$

Завантаження плити перекриття здійснювалося ступенями згідно з порядком, визначеним у таблиці 1.

Табл. 1. Порядок завантаження ділянки перекриття в осях 3б-4б / Гб-Вб

Table 1. Loading order of the 8th-floor slab fragment in axes 3b-4b / Gb-Vb

Ступені завантаження	Висота стовпа води, м	Навантаження на ділянку, кг/м ²	Частка від повного навантаження
1	0,1	100	0,14
2	0,2	200	0,28
3	0,3	300	0,42
4	0,4	400	0,56
5	0,5	500	0,70
6	0,6	600	0,85
7	0,71	710	1,0

Відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-7 [5] після прикладання кожної частки навантаження ділянка монолітної плити перекриття була витримана під цим навантаженням 10 хв. Після прикладання повного наванта-

ження плита перекриття була витримана під навантаженням протягом 30 хв.

Дані щодо величин часток (ступенів) навантаження фрагменту плити перекриття в осях 3б-4б / Гб-Вб наведено у табл. 2.

Табл. 2. Переміщення на різних ступенях навантаження та розвантаження фрагменту перекриття

Table 2. Deflections at different stages of loading and unloading of 8th floor slab fragment

№ ступеня	q, кг/м ²	П1	f ₁ , мм	П2	f ₂ , мм	П3	f ₃ , мм	П4	f ₄ , мм	П5	f ₅ , мм	Граничне значення, f _ц , мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Навантаження												
0	0	1843	0,00	9654	0,00	1192	0,00	7495	0,00	4868	0,00	не нормується
1	100	1879	0,36	9667	0,13	1207	0,15	7506	0,11	4876	0,08	
2	200	1915	0,72	9680	0,26	1222	0,30	7517	0,22	4884	0,16	
3	300	1954	1,11	9696	0,42	1236	0,44	7524	0,29	4894	0,26	
4	400	1998	1,55	9710	0,56	1256	0,64	7537	0,42	4921	0,53	
5	500	2042	1,99	9734	0,80	1294	1,02	7546	0,51	4942	0,74	
6	600	2088	2,45	9749	0,95	1318	1,26	7557	0,62	4967	0,99	
7	710	2135	2,92	9771	1,17	1343	1,51	7569	0,74	4986	1,18	32
Витримка 60 хв.												
8	710	2141	2,98	9774	1,20	1347	1,55	7570	0,75	4988	1,20	32
Розвантаження												
9	600	2116	2,73	9770	1,16	1345	1,53	7565	0,70	4991	1,23	не нормується
10	500	2090	2,47	9761	1,07	1330	1,38	7559	0,64	4982	1,14	
11	400	2045	2,02	9744	0,90	1306	1,14	7549	0,54	4967	0,19	
12	300	2001	1,58	9726	0,72	1285	0,93	7538	0,43	4942	0,74	
13	200	1967	1,24	9710	0,56	1265	0,73	7530	0,35	4929	0,61	
14	100	1925	0,82	9696	0,42	1239	0,47	7520	0,25	4905	0,37	
15	0	1899	0,56	9686	0,32	1225	0,33	7513	0,18	4891	0,23	

Розвантаження плити перекриття відбувалося ступенями за таблицею 2 у послідовності, зворотній завантаженню. Після знімання кожної частки вантажу, яка відповідає ступеню навантаження, відбувалася витримка протягом 5 хв. Після повного розвантаження ділянки перші покази приладів були зняті після витримки протягом 5 хв., а другі – після витримки протягом 30 хв.

Вимірювання переміщень та фіксація пошкоджень

Під час витримкування під навантаженням відбувався огляд поверхонь ділянки плити в зоні випробувань та прилеглих до них (у тому числі колон) із фіксуванням у журналі випробувань ступеня навантаження за табл. 2, пошкоджень, що з'явилися, та результатів вимірювання переміщень. Ви-

пробування проводились через 38 днів після закінчення ремонту ділянки плити.

Умови проведення випробувань – температура повітря $(+13 \pm 2)^\circ\text{C}$. Відносна вологість повітря $63 \pm 5\%$.

Перед початком натурних випробувань було здійснено огляд відновленого фрагменту плити перекриття. На нижній поверхні плити перекриття не було виявлено видимих дефектів, які могли вплинути на результати випробувань. Тріщини на поверхні перекриття були відсутні.

Загальний вигляд майданчика випробування фрагмента плити перекриття зі страхувальними конструкціями представлений на рис. 11а. Загальний вигляд навантажувального басейна, розташованого на рівні 9-го поверху, приведений на рис. 11б.



а



б

Рис. 11. Загальний вигляд фрагмента плити перекриття в осях 3б-4б / Гб-Вб:

а) на рівні 8-го поверху; б) на рівні 9 поверху

Fig. 11. General view of the floor slab fragment in axes 3b-4b / Gb-Vb:

а) at the 8th floor; б) at the 9th floor

Результати вимірювання переміщень під час натурних випробувань фрагмента плити перекриття представлені у табл. 2. Графічна залежність "навантаження – переміщення" плити перекриття представлена на рис. 12.

За результатами проведених випробувань максимальне значення переміщення плити перекриття від дії експлуатаційного навантаження становило 2,98 мм, що є близьким до розрахункового значення переміщення плити 2,96 мм. Це свідчить про відповідність розрахункової моделі фактичній

роботі перекриття. Після розвантаження залишкове переміщення посередині плити перекриття становило 0,56 мм (див. рисунок 12).

У таблиці 2 та на рисунку 12 наведені значення переміщень без урахування власної ваги плити перекриття. Переміщення від власної ваги плити перекриття 500 кг/м^2 , що визначений розрахунковим шляхом, складає 2,33 мм (див. рис. 9). Враховуючи вище зазначене, можливе максимальне переміщення плити перекриття на ді-

лянці випробування складає $f_{\max} = 2,98 + 2,33 = 5,31$ мм. Для прольоту плити перекриття $l=6400$ мм максимальне значення переміщення не перевищує граничного значення, що становить 32 мм згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [6].

При дії експлуатаційного навантаження появи тріщин у нижній зоні плити перекриття над 8-м поверхом блоку Б в осях 36-46 / В6-Г6 не було зафіксовано.

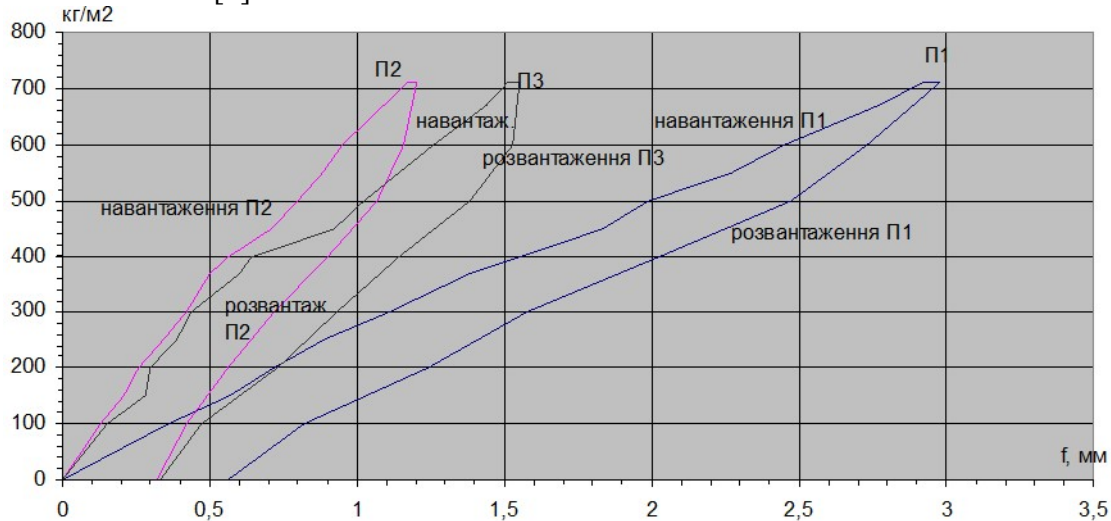


Рис.12. Графічна залежність "навантаження – переміщення" фрагменту плити перекриття **Fig.12.** Load-deflection' curve for the 8th -floor slab fragment

ВИСНОВКИ

Результати проведених досліджень дозволяють зробити такі висновки:

1. Для забезпечення нормальної експлуатації плити перекриття були розроблені рекомендації щодо відновлення захисного шару бетону плити ремонтною полімерцементною сумішшю.
2. Максимальне розрахункове значення переміщення відновленої ділянки плити перекриття складало 5,29 мм, що не перевищує граничного значення, яке становить 32 мм.
3. Максимальне значення переміщення відновленої плити перекриття на ділянці проведення натурного випробування становило 5,31 мм, що не перевищує граничного значення 32 мм.
4. Аналіз результатів виконаних розрахунків і проведеного натурного випробування свідчить про експлуатаційну надійність відремонтованої ділянки монолітної плити перекриття 8-го поверху блоку Б в осях 16-56 / Д6-А6/7, а також про можли-

вість використання плити під дією проектних навантажень.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-14:2018** Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Чинні від 2019-01-01. – Київ: Мінрегіон України, 2018. – 36 с.
2. **ДБН В.2.6-98:2009** Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. - Чинні від 2011-06-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
3. **ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016** Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – Чинні від 2017-04-01. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 47 с.
4. **ДСТУ Б В.2.6-7-95.** Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. – Чинний від 1996-01-01 – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 45 с.

5. **Программный комплекс ЛИРА-САПР.** Руководство пользователя. Обучающие примеры / Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е., Ромашкина М.А. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. // *Электронное издание, 2017 г.*, – 535 с.
6. **Slyusarenko, Y., Lisenyi O., Holovko, R., Zelenko, Y., Dubovyk, S., & Kolumbet, L.** (2018). Комплексне дослідження комунікаційного колектора. *Наука та будівництво, 15(1)*, 58-66.
7. **Holovko, R., Dubovyk, S., Zelenko, Y., Kolumbet, L., & Lisenyi O.** (2018). Комплексне дослідження технічного стану конструкцій мосту через р. Десенку в м. Києві. *Наука та будівництво, 17(3)*, 34-46.
8. **Ivan, S., Rudolf, S., Anatoliy, S., Volodymyr, T., Liudmyla, Z., & Oleg, F.** Peculiarities of structures inspection by the example of a three-chamber navigation lock in Zaporizhzhia city. Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво / *Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка Випуск 2 (51) 2018*, с. 132-138.
9. **Слюсаренко Ю.С., Любченко І.Г., Гах Н.Д.** Технічний стан об'єктів будівництва та його оцінка. Аналіз термінів і визначень. *Будівництво України, 5, 2014* – с. 10-14.
10. **ДСТУ Б В.3.1-2-2016** Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. – Чинні від 2017-04-01. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 72 с.
11. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проектування. – Чинні від 2007-01-01. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
12. **ДСТУ Б В.2.6-156:2010** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний з 2011-06-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
13. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера — *Харків: Золоті сторінки, 2015* — 208 с.
14. **ДСТУ Б В.1.2-3:2006** Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Чинний з 2007-01-01. – Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 15 с.

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-14:2018** Zahalni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. – Chynni vid 2019-01-01. – Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2018. – 36 s. (in Ukrainian).
2. **DBN V.2.6-98:2009** Betonni ta zalizobetonni konstruksii. Osnovni polozhennia. – Chynni vid 2011-06-01. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 71 s. (in Ukrainian).
3. **DSTU-N B V.1.2-18:2016** Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. – Chynni vid 2017-04-01. – Kyiv: DP «UkrNDNTs», 2017. – 47 s. (in Ukrainian).
4. **DSTU B V.2.6-7-95.** Vyroby budivelni betonni ta zalizobetonni zbirni. Metody vyprobuvan navantazhenniam. Pravyla otsinky mitsnosti, zhorstkosti ta trishchynostiikosti. – Chynnyi vid 1996-01-01 – K.: Derzhavnyi komitet Ukrainy u spravakh mistobuduvannia i arkhitektury, 1997. – 45 s. (in Ukrainian).
5. **Prohramnyi kompleks LYRA-SAPR.** Rukovodstvo polzovatelia. Obuchaiushchye prymery / Vodopianov R.Iu., Tytok V.P., Artamonova A.E, Romashkyna M.A. Pod redaktsyei akademyka RAASN Horodetskoho A.S. // *Elektronnoe yzdanye, 2017 h.*, – 535 s. (in Russian).
6. **Slyusarenko, Y., Lisenyi O., Holovko, R., Zelenko, Y., Dubovyk, S., & Kolumbet, L.** (2018). Kompleksne doslidzhennia komunikatsiinoho kolektora. *Nauka ta budivnytstvo, 15(1)*, 58-66 (in Ukrainian).
7. **Holovko, R., Dubovyk, S., Zelenko, Y., Kolumbet, L., & Lisenyi O.** (2018). Kompleksne doslidzhennia tekhnichnoho stanu konstruksii mostu cherez r. Desenku v m. Kyievi. *Nauka ta budivnytstvo, 17(3)*, 34-46 (in Ukrainian).
8. **Ivan, S., Rudolf, S., Anatoliy, S., Volodymyr, T., Liudmyla, Z., & Oleg, F.** Peculiarities of structures inspection by the example of a three-chamber navigation lock in Zaporizhzhia city. Zbirnyk naukovykh prats. Seriia: Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo / *Poltavskyi natsionalnyi tekhnichniy universytet imeni Yurii Kondratiuka Vypusk 2 (51) 2018*, s. 132-138.
9. **Slusarenko Yu.S., Liubchenko I.H., Hakh N.D.** Tekhnichniy stan obektiv budivnytstva ta yoho otsinka. Analiz terminiv i vyznachen. *Budivnytstvo Ukrainy, 5, 2014* – s. 10-14.
10. **DSTU B V.3.1-2-2016** Remont i pidsylennia

nesuchykh i ohorodzhuvalnykh budivelnykh konstrukttsii ta osnov budivel i sporud. – Chynni vid 2017-04-01. – Kyiv: DP «UkrNDNTs», 2017. – 72 s. (in Ukrainian).

11. **DBN V.1.2-2:2006.** Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. – Chynni vid 2007-01-01. – Kyiv: Minbud Ukrainy, 2006. – 75 s. (in Ukrainian).
12. **DSTU B V.2.6-156:2010** Konstrukttsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstrukttsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. – Chynnyi z 2011-06-01. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 118 s. (in Ukrainian).
13. Praktychnyi rozrakhunok elementiv zalizobetonnykh konstrukttsii za DBN V.2.6-98:2009 u porivnianni z rozrakhunkamy za SNyP 2.03.01-84* i EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / V.M. Babaiev, A.M. Bambura, O.M. Pustovoitova ta in.; za zah. red. V.S. Shmuklera — *Kharkiv: Zoloti storinky, 2015 — 208 s. (in Ukrainian).*
13. **DSTU B V.1.2-3:2006** Prohyny i peremishchennia. Vymohy proektuvannia. – Chynnyi z 2007-01-01. – Kyiv: Ministerstvo budivnytstva, arkhi-tektury ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 2006. – 15 s. (in Ukrainian)

Comprehensive assessment of the floor slab technical condition of the medical and diagnostic complex building of the hospital "OKHMATDIT"

*Ruslan Holovko, Yuriy Slyusarenko,
Oleg Fesenko*

Summary. This paper contains research results of the monolithic reinforced concrete 8th-floor slab of the block B of the object "Modern medical-diagnostic complex of the National Children's Specialized Hospital "OKHMATDIT" in Kyiv". The need to research the 8th-floor slab technical condition is due to the fact that as a result of poor quality

work associated with the violation of technological standards for winter concrete works, the floor slab defects that significantly reduce the loadbearing capacity of the slab and prevent further works to complete the block B and put it into operation.

The floor slab technical condition assessment had performed by methods of visual and instrumental investigation. During a visual investigation, numerous manufacturing defects of the monolithic reinforced concrete 8th-floor slab had been located, such as local destruction of concrete cover, corrosion, and uncovering of reinforcement. The real concrete strength of the 8th-floor slab has been determined by using non-destructive methods.

As a result of the analysis of defects and damages of the floor slab, its technical condition had been assessed as unfit for normal service – condition category "3" according to DSTU-N B B.1.2-18:2016.

For the floor slab repair, recommendations for the restoration of the protective concrete cover by using a repair polymer-cement mixture have been developed. The column in axes 3b / Vb has been reinforced with steel casing after the 8th-floor slab repairing.

The verification analysis of the floor slab stiffness, considering real concrete strength, has been worked out by the limit state method by using a computational model developed with the finite element method by the Lira-CAD software package.

The full-scale test of the 8th-floor slab section has carried out after the repair and restoration works and the strengthening of the repair concrete. The 8th-floor slab section loading has carried out using a pool filled with water. Load on the floor slab section has been applying by steps with a time delay after each step. The floor slab test displacements did not exceed the limit values.

Keywords: floor slab; technical condition; serviceability; full-scale test.

Області оптимальних параметрів сталевих гофрованих балок

Людмила Лавріненко¹, Данило Олійник²

^{1,2} Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹ludmila.lavrinenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5601-0943>

²oleynikdaniel18@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-1767-2597>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.45-56

Анотація. Розглядається оптимальна область застосування сталевих балок з хвилястими стінками, яка допускає проектування складеної балки оптимальної висоти з заданим моментом опору з урахуванням особливостей дійсної роботи хвилястої стінки. Параметри області розміщені всередині області обмежень за жорсткістю та технологічних обмежень. Математична модель балки побудована як задача мінімізації цільової функції (маси балки) з урахуванням конструктивних коефіцієнтів. Параметри конструктивної моделі відповідають технології Zenam, що визначає конструктивні обмеження задачі, фізико-механічна модель – балка 1 класу за напружено-деформованим станом за ДБН В.2.6-198. Враховані обмеження за міцністю стінки на зріз та втратою стійкості стінки за загальної формою. Розглянуті значення мінімальної висоти балки за умовою неперевикнення допустимого прогину з урахуванням деформацій зсуву тонкої стінки. Отримані залежності та побудовано простий методичний апарат, який дозволяє аналізувати параметри оптимальних за висотою балок, виявити області ефективних рішень та встановити раціональні компоновальні рішення покриттів та перекриттів із застосуванням балок з гофрованими стінками. Наведено приклад визначення області оптимальних параметрів всередині області обмежень за жорсткістю та технологічних обмежень. Показано, що дослідження балок з синусоїдно-гофрованими стінками в подальшому мають бути проведені з урахуванням реальних умов експлуатації та реконструкції, забезпечення технологічних вимог та вимог вогнестійкості.



Людмила Лавріненко
доцент кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій
к.т.н., доц.



Данило Олійник
магістр кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій

Ключові слова. Сталева балка, синусоїдна гофрована стінка, оптимальна висота.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Успішне застосування двотаврів з тонкими поперечно гофрованими стінками, дає всі підстави для їх поширення та подальшого обговорення і удосконалення методів розрахунку. В нормах проектування ДБН В.2.6-198-2014 «Сталеві конструкції» питання щодо проектування елементів з гофрованими стінками актуалізоване, а конструкції такого виду застосовуються все частіше [1]. Подальше впевнене застосування таких двотаврів у виявленні резервів несучої здатності, а також у дослідженні конструктивних параметрів, які надади б можливість розширити область застосування гофрованих елементів у великопроліт-

них та перехресних системах, рамних і комбінованих конструкціях [2, 3], перекриттях пониженої висоти та сталезалізобетонних перекриттях [15, 22].

Це спонукає до створення перерізів з високими геометричними характеристиками W та i при одночасному зменшенні площі. Відомо, що ефективність перерізів зростає із збільшенням їх тонкостінності. Тому значного поширення знайшли двотаврові складені профілі з тонкою стінкою, гнучкість якої $\lambda_w = h_w / t_w$ сягає 400...600 [4]. Потоншення стінки стримують такі фактори, як наявність поперечної сили, можливість місцевої втрати стійкості, вимога протидії корозійним впливам та забезпечення необхідної вогнестійкості, які часто є вирішальними для тонкостінних елементів.

Для мінімізації маси проектного тонкостінного елемента та узгодження проектного рішення з економічними вимогами є три шляхи: 1) проектувати більш товсті, ніж це вимагається нормами проектування, елементи; 2) проектувати тонкі стінки та використовувати ребра жорсткості для досягнення потрібної місцевої стійкості; 3) виконувати розрахунок з урахуванням втрати місцевої стійкості на частині плоского елемента перерізу. Для отримання життєздатних тонкостінних двотаврів з стінкою високої умовної гнучкості ($\lambda_w > 6$) з використанням вискоефективних сучасних технологій була реалізована ідея гофрування тонкої стінки.

Двотаври симетричного перерізу з паралельними поясами та хвилястою синусоїдально гофрованою стінкою (рис.1) товщиною $t_w = 1,5; 2,0; 2,5; 3,0$ мм (сортаментний ряд WT0, WTA, WTB, WTC Zenam) є профілями першого покоління та випускаються у Європі з 1998 року. Сучасна технологія гофрованих балок робить можливим виготовлення стінки товщиною 4, 5 та 6 мм (WTD, WTE, WTF), меншої висоти, а також зменшення розмірів полиць [6]. Крім того, стало можливим виготовлення балок змінної висоти та стінок з отворами. Максимальна довжина балок 16 м обмежується можливостями зварювальних робіт.

На стадії виготовлення стінки формується синусоїдний профіль з максимальною висотою $f = 40$ мм ($f = 43$ мм для WTC та вище) та параметрами синусоїди $2a_s = 155$ мм, $s = 90$ мм. Таким чином виготовляються балки з висотою стінки $h_w = 333, 500, 625, 750, 1000, 1250$ і 1500 мм. Бісиметричні балки мають паралельні пояси шириною $b_f = 200...450$ мм і товщиною $t_f = 6...30$ мм. Параметри поясів також обумовлені можливостями обладнання та допускають різницю між шириною полиць до 100 мм [6].

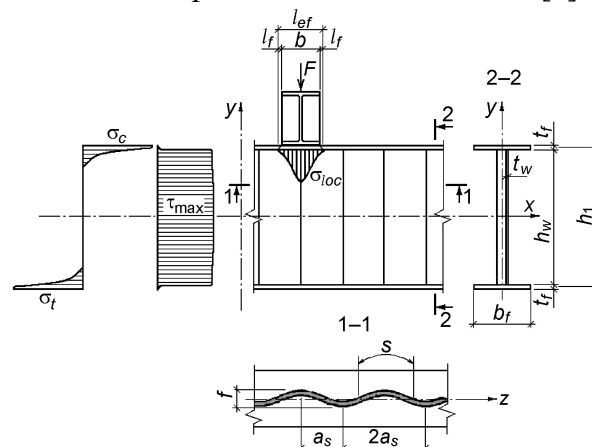


Рис.1. Конструктивне рішення балки, позначення, епюри нормальних та дотичних напружень (відповідно до ДБН В.2.6-198)

Fig.1. Plate beam design, symbols, the diagrams of normal and tangential stresses (according with DBN B.2.6-198)

Область раціонального застосування таких балок може бути визначена [6] там, де зазвичай використовуються гарячекатані профілі висотою понад 300 мм, або ж наскрізні ригелі висотою до 1800 мм. Заміна прокатних профілів на гофровані може дати додаткову ефективність за рахунок збільшення висоти балки до певної оптимальної (з точки зору маси) висоти. Порівняно з наскрізними ригелями економічна ефективність лежить у площині автоматизованого процесу виготовлення, а подальша економія полягає в зменшенні вартості поясних елементів з листової сталі..

Основним параметром, що мінімізує витрати, є висота балки. В роботі розглядається задача визначення оптимальної висоти балки з гофрованими стінками з урахуванням конструктивних коефіцієнтів.

Ця задача має низку практичних рішень стосовно різних конструктивних форм балок [7, 8], є класичною [9, 10] та полягає у визначенні оптимальної висоти з заданим моментом опору. Методи вирішення таких задач з використанням апроксимаційних залежностей емпіричних коефіцієнтів наводяться в багатьох роботах [11-13]. Одночасно з оптимальною розглядається мінімальна висота, що визначається за умови максимально допустимого прогину балки.

Отримані значення мінімальної висоти вирішують питання обмеження конструктивної висоти умовами експлуатації з урахуванням можливості розміщення технологічного обладнання у просторі перекриттів [14] та висувають нові задачі [15].

Конструктивна модель. Розглядаються балки з полицями постійного перерізу по довжині, локальна стійкість полиць забезпечується нормативними значеннями співвідношень розмірів полиць

$$\bar{\lambda}_{yf} \geq \bar{\lambda}_f \approx (b_{f0} / t_f) \sqrt{R_y / E}.$$

Загальна стійкість балки вважається забезпеченою, поза площиною балка розкріплена другорядними балками або настилом, системою в'язей тощо.

Врахування додаткових деталей виконується через конструктивні коефіцієнти [16]. Конструктивний коефіцієнт ψ_C визначається як відношення повної маси основних та додаткових елементів і деталей конструкції $m_C = m_0 + \sum m_{ir}$ до теоретичної маси основних конструктивних елементів m_0 , таким же чином визначаються конструктивні коефіцієнти для стінки ψ_{pw} та полиць

ψ_{pf} :

$$\psi_C = \frac{m_0 + \sum m_{ir}}{m_0} = \frac{m_C}{m_0}, \quad (1,a)$$

$$\text{де } m_{bC} = m_0 + \sum m_{ir},$$

$$\psi_{pw} = \frac{m_{\omega 0} + \sum m_{ir\omega}}{m_{\omega 0}}; \quad (1,b)$$

$$\text{або } \psi_{pw} = 1 + \frac{\sum m_{ir\omega}}{m_{\omega 0}},$$

$$\psi_{pf} = \frac{m_{f0} + \sum m_{irf}}{m_{f0}}, \quad (1,v)$$

$$\text{або } \psi_{pf} = 1 + \frac{\sum m_{irf}}{m_{f0}}.$$

Конструктивний коефіцієнт для стінки ψ_{pw} враховує конструктивне оформлення стінки; конструктивний коефіцієнт для полиць ψ_{pf} враховує конструктивні особливості балки в складі покриття чи перекриття.

Фізико-механічна модель – балка двотаврового перерізу 1 класу за напружено-деформованим станом. Пружна в цілому робота балки допускає появу обмежених пластичних деформацій за межею пропорційності при втраті локальної стійкості полицю та стінкою [7].

Розрахункова схема балки – однопролітна шарнірно оперта балка з прольотом l та вертикальним навантаженням q , розміщеним в серединній площині стінки.

Особливості роботи балок з поперечно-гофрованими стінками далі враховуються на ґрунті методики, розробленої в Київському національному університеті будівництва і архітектури [18]. Стінка сприймає нормальні напруження лише у вузькій зоні висотою ch_w безпосередньо біля поясів (рис. 1). В балках з високою умовною гнучкістю стінки $\bar{\lambda}_w > 6$ вплив цієї ділянки на несучу здатність незначний і ним зазвичай нехтують. У такому разі згинальний момент сприймають тільки пояси, а епюра дотичних напружень в стінці близька до прямокутної:

$$\sigma = \frac{M}{h_0 A_{fn}} \leq R_{yf} \gamma_c, \quad (2,a)$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{h_w t_w} \leq R_{sw} k_s \gamma_c, \quad (2,b)$$

де M – згинальний момент від розрахункового граничного навантаження; h_0 – відстань між центрами ваги поясів; A_f – площа перерізу поясу нетто; γ_c – коефіцієнт умов роботи елемента; R_{yf} – розрахунковий опір сталі поясів; R_{sw} – розрахунковий опір зсуву сталі стінки; k_s – коефіцієнт, що

залежить від гнучкості тонкої гофрованої стінки $\overline{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{R_{yw} / E}$ та враховує її геометрично-нелінійну поведінку:

$$k_s = 1,085 - 0,08 \overline{\lambda}_w \leq 1,0 \quad (3)$$

Математична модель розглядається як задача мінімізації цільової функції (маси балки з урахуванням конструктивних коефіцієнтів). В загальному вигляді вона може бути сформульована як задача нелінійного програмування з включенням обмежень-нерівностей за міцністю при згині, міцністю при зсуві, загальною та локальною стійкістю стінки, а також за прогинами [19]. При виділенні в окрему групу несумісних або суперечливих обмежень, які впливають з особливостей напружено-деформованого стану балки, та заміни решти обмежень на рівності задача в цілому суттєво спрощується.

Передбачається, що пояси тонкі порівняно з висотою балки h_0 , та характеризуються одним параметром A_f – площею поперечного перерізу полиці. Стінка характеризується двома параметрами – висотою $h_w \approx h_0$ та товщиною t_w . Геометричні характеристики поперечного перерізу двотавра виражаються формулами:

$$\begin{aligned} A_0 &= 2A_f + t_w h_w, \quad A_w = t_w h_w, \\ I_0 &= \frac{h_0^2}{4} \left(\frac{1}{c_f} \cdot 2A_f + \frac{1}{c_w} \cdot \frac{t_w h_w}{3} \right) \\ W_0 &= \frac{h_0}{2} \left(\frac{1}{c_f} \cdot 2A_f + \frac{1}{c_w} \cdot \frac{t_w h_w}{3} \right), \end{aligned} \quad (4)$$

де A – площа поперечного перерізу, I – момент інерції поперечного перерізу відносно осі $x-x$, W – момент опору поперечного перерізу відносно осі $x-x$, A_w – площа поперечного перерізу стінки.

Попередні дослідження [7] при розгляді згинних елементів передбачають визначення частки згинального моменту на полиці та стінку:

$$c_f = M_f / M_0, \quad c_w = 1 - c_f.$$

Для балок з поперечно-гофрованими стінками значення коефіцієнту розподілу можна приймати $c_f = 1,0$ [4, 18].

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

1. Формування функції цілі з урахуванням обмеження на міцність при згині балки. Мінімізуємо функцію маси балки із змінною проектування h_0 :

$$m_{bC} = m_f + m_w = \rho l (2\psi_{pf} A_f + \psi_{pw} t_w h_0). \quad (5)$$

Умова міцності за (2,a):

$$W_0 = W_w + W_f = k_R \frac{M_0}{R_{yf} \gamma_c},$$

тут k_R – коефіцієнт для визначення зусилля залежно від розрахункової схеми балки.

Через те, що для гофрованих стінок $W_w = 0$, та виходячи з (4):

$$A_f = c_f \frac{W_x}{h_0} = c_f \cdot k_R \cdot \frac{M_0}{R_y \gamma_c \cdot h_0}. \quad (6)$$

Функція маси балки набуває вигляду та змінюється з підстановкою заданого (потрібного) моменту опору $\frac{M_0}{R_y \gamma_c} = W_{cal}$:

$$\begin{aligned} m_{bC} &= 2\rho\psi_{pf} \cdot c_f \cdot k_R \cdot \frac{M_0}{R_y \gamma_c} \cdot \frac{l}{h_0} + \rho\psi_{pw} t_w h_0 l = \\ &= 2\rho\psi_{pf} \cdot c_f \cdot k_R \cdot W_{cal} \cdot \frac{l}{h_0} + \rho\psi_{pw} t_w h_0 l \end{aligned} \quad (7)$$

Мінімум функції отримуємо за умови рівності нулю першої похідної $m'_{bC} = 0$ за параметром проектування h_0 :

$$m'_{bC} = -2\psi_{pf} \cdot c_f \cdot k_R \cdot W_{cal} \cdot \frac{l}{h_0^2} + \rho\psi_{pw} t_w = 0 \quad (8)$$

З розв'язання рівняння (8) отримуємо оптимальне значення висоти балки, що мінімізує витрати сталі:

$$h_0 = \sqrt{\frac{2\psi_{pf} c_f}{\psi_{pw}}} \cdot \sqrt{\frac{k_R W_{cal}}{t_w}}, \quad (9,a)$$

та після заміни $\sqrt{\frac{2\psi_{pf} c_f}{\psi_{pw}}} = \sqrt{k_q} = k_t$

$$h_0 = k_t \cdot \sqrt{\frac{k_R W_{cal}}{t_w}}. \quad (9,b)$$

Аналогічно отримана оптимальна висота балки з використанням значення гнучкості стінки $\lambda_w = h_0 / t_w$:

$$h_0 = \sqrt[3]{k_q \cdot \sqrt[3]{k_R W_{cal} \cdot \lambda_w}} = k_\lambda \sqrt[3]{k_R W_{cal} \cdot \lambda_w}. \quad (9, \text{в})$$

Конструктивний коефіцієнт для полиць $\psi_{pf} \geq 1,0$ враховує допоміжні конструктивні деталі балки для її функціонування в складі покриття чи перекриття (деталі кріплення прогонів, настилів тощо).

Табл. 1. Розрахункові коефіцієнти k_t та k_λ

Table 1. Calculated coefficients k_t and k_λ

Значення коефіцієнтів		k_q	$k_t = \sqrt{k_q}$	$k_\lambda = \sqrt[3]{k_q}$
ψ_{pw}	ψ_{pf}			
1,161	1,0	1,723	1,313	1,199
1,25	1,05	1,680	1,296	1,189
1,30	1,05	1,615	1,271	1,173
1,40	1,05	1,500	1,225	1,145

Конструктивний коефіцієнт для стінки враховує зростання матеріалоемності стінки при гофруванні порівняно з такою ж плоскою, витрати на кінцеві (опорні) та проміжні (монтажні) фланці тощо. Набуває щонайменших значень

$$\psi_{pw,0} \geq \frac{2s}{2a_s} = \frac{2 \cdot 90}{155} = 1,161.$$

Аналіз впливу конструктивних коефіцієнтів на розрахункові коефіцієнти дозволяє актуалізувати конструктивні особливості балок з хвилястими гофрованими стінками (табл. 1).

2. Обмеження за міцністю при зсуві.

Отримані залежності не дають підстав стверджувати про досягнення граничного стану стінкою. Зважаючи на вид цільової функції (5) можна стверджувати, що досягнення межі міцності за нормальними напруженнями (в полицях) та дотичними напруженнями (в стінці) не вимагається одночасно в одному й тому самому перерізі.

В задачі товщина стінки по довжині балки вважається постійною. Вичерпання несучої здатності за міцністю від дотичних напружень стінки балки оптимальної висоти вказує на нижні значення висоти і може бути записане через додаткове обмеження-рівність (2, б). Виходячи з нього потрібна товщина стінки

$$t_w = \frac{Q}{k_s R_s \gamma_c h_0} \quad (10)$$

може бути врахована в цільовій функції (7) та бути включеною до умови (8):

$$-k_q \frac{k_R W_{cal}}{h_0^2} + \frac{Q}{k_s R_s \gamma_c h_0} = 0. \quad (11)$$

Співвідношення параметрів завантаження при повному вичерпанні несучої здатності $W_{cal} / Q = l / \xi R_y \gamma_c$, що видозмінює вираз для оптимальної висоти балки та за $W_{cal} = M / R_y \gamma_c$ після очевидних перетворень набуває виду:

$$h_{0s} = k_q \frac{k_R W_{cal} R_s \gamma_c}{Q} = k_q k_R \frac{l}{\xi} 0,58 R_y. \quad (12)$$

Тут для спрощення аналізу введено коефіцієнт $\xi = Ql / M$, який набуває відомих значень, наприклад для однопролітної балки прольотом l з розподіленим навантаженням q зусилля $M = ql^2 / 8$, $Q = ql / 2$, $\xi = 4$; для зосереджених навантажень, розміщених в $1/3$ прольоту $M = Pl / 3$, $Q = P$, $\xi = 3$ тощо.

Введення в розв'язувальне рівняння (11) обмеження-рівності надає значення нижньої межі значень параметра проектування. Обмеження не є визначальним також і через теоретичну неможливість завантаження стінки до межі міцності на зсув при врахуванні інших факторів напружено-деформованого стану [7].

3. Обмеження за стійкістю стінки. В задачі проектування балки необхідним є врахування обмеження «зверху» на стійкість гофрованої стінки. Для балок при

$\beta = h_w / a_s \geq 8,4$ визначальною є загальна втрата стійкості стінки, пов'язана з випинанням стінки на ділянці декількох гофрів.

В цьому разі дотичні критичні напруження загальної втрати стійкості хвилястої гофрованої стінки за чинними нормами проектування ДБН В.2.6-198 та дослідженнями [4,18]:

$$\tau_{p,cr} = 32,4 \sqrt[4]{\frac{D_1 D_2^3}{h_w^2 t_w}}, \quad (13)$$

$$D_1 = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{a_s}{2s}, \quad D_2 = \frac{EI_z}{a_s}.$$

Жорсткості ортотропної плити D_1 та D_2 при згині по головних напрямках для стінки, геометрія якої описується рівнянням $y(x) = \frac{f}{2} \sin\left(\frac{\pi x}{a_s}\right)$, визначаються залежно від моментів інерції одиночної хвилі відносно поздовжньої осі

$$I_z = \int_0^{a_s} \left(\frac{1}{12} t_w^3 + t_w \left[\frac{f}{2} \sin\left(\frac{\pi x}{a_s}\right) \right]^2 \right) dx$$

та наведені в (табл. 2).

Після всіх перетворень та підстановок

$$\tau_{p,cr} = \frac{32,4}{h_0^2} \cdot 4 \sqrt{\frac{E^4 I^3}{24s(2a_s)^2 t_w}} = \frac{k_\tau}{h_0^2}, \quad (14)$$

$$\text{тут } k_\tau = 32,4E \cdot 4 \sqrt{\frac{I^3}{24s(2a_s)^2 t_w}}.$$

Умова забезпечення стійкості стінки дозволяє записати:

$$\frac{\tau}{\tau_{cr}} = 1, \quad (15)$$

$$\text{якщо } \frac{Q}{h_0 t_w} = \frac{k_\tau}{h_0^2}, \text{ то } t_w = \frac{Q h_0}{k_\tau}.$$

Числові значення параметра гофрування (коефіцієнта k_τ) наведені в табл. 2.

Табл.2. Параметри хвилястої стінки
Tabl.2. Parameters of corrugated webs

Тип профілю	WT0	WTA	WTB	WTC
$I, \text{см}^2$	5,006	6,674	8,347	10,012
$k_\tau \cdot 10^{-4}$	23,781	27,458	30,702	33,632

Таким чином, цільова функція (7) та умова забезпечення мінімуму маси балки (8) може бути записана при одночасному

вичерпанні несучої здатності за міцністю та загальною стійкістю хвилястої стінки.

Цільова функція набуває вигляду:

$$-k_q \frac{k_R W_{cal}}{h_0^2} + \frac{Q h_0}{k_\tau} = 0. \quad (16)$$

Значення оптимальної висоти для цього випадку:

$$h_{0\tau} = \sqrt[3]{k_q} \cdot \sqrt[3]{k_R k_\tau \frac{W_{cal}}{Q}} = k_\lambda \cdot \sqrt[3]{\frac{l}{\xi R_y \gamma_c} k_R k_\tau} \quad (17)$$

Зауваження стосовно введення в розв'язувальне рівняння (16) обмеження рівності є такими ж, як і стосовно (11), обмеження не є активним та надає значення верхньої межі значень параметра проектування. Цей висновок не є неочікуваним, бо за [6] загальна стійкість гофрованих стінок порівняна із стійкістю плоских стінок завтовшки 12 мм та більше.

4. Конструктивне обмеження полягає у врахуванні технологічних можливостей обладнання при виготовленні балок. Стосовно гофрованих стінок це:

$$h_0 \approx h_w \leq 1500 \text{ мм}. \quad (18)$$

5. Обмеження за деформативністю (перевірочне). Додатково може бути введене обмеження на прогин балки. При цьому, внаслідок наявності тонкої стінки суттєвим є вплив деформацій зсуву, частка яких в загальному прогині досягає (25...30)%.

В разі розподіленого навантаження максимальний прогин становить:

$$f = \frac{5M_e l^2}{48EI_f} + \frac{Q_e l}{G_{red} A_w} \leq f_u. \quad (19)$$

де M_e і Q_e – зусилля від розрахункового експлуатаційного навантаження,

$I_f = A_f h_0^2 / 2$ – момент інерції перерізу балки, обчислений без урахування площі сті-

нки; $G_{red} = G \frac{a_s}{s}$ – розрахунковий модуль

зсуву з урахуванням підвищеної деформативності хвилястої стінки. При досягненні граничного стану за міцністю одночасно стінкою та полицями $M = WR_y \gamma_c$,

$Q = t_w h_w R_y \gamma_c$, при цьому $I/W = h/2$, що дає змогу записати: $h_{\min} =$

$$= \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \gamma_c}{E} \cdot \frac{l}{\left[\left(\frac{f}{l} \right)_u - \frac{R_s \gamma_c}{G_{red}} \right]} \cdot \frac{1}{\gamma_{fm,mean}}. \quad (20)$$

Отримане за виразом (20) значення є надмірно великим, бо використовує умову повного вичерпання міцності стінки і полиць одночасно. Тому в якості перевірного слід використовувати вираз, що містить фактичне значення перерізуювальної сили та не має на увазі неодмінного досягнення стінкою межі міцності на зріз:

$$h_{\min} = \left(\frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \gamma_c l}{E} + \frac{Q}{G_{red} t_w} \right) \frac{1}{\left(\frac{f}{l} \right)_u} \cdot \frac{1}{\gamma_{fm,mean}}. \quad (21)$$

У виразах (20) та (21) $\gamma_{fm,mean}$ – середній коефіцієнт надійності за навантаженням для переходу від розрахункових граничних до експлуатаційних значень навантажень, $(f/l)_u$ – відносний граничний прогин за ДСТУ Б В.1.2-3.

6. Числове дослідження. Розрахункова ситуація розглянута в наступному прикладі: ригель покриття $L=18$ м, завантаженого власною вагою $1,2$ кН/м² та снігом $1,5$ кН/м² при $B=6$ м, запроєктовано як балка з хвилястою стінкою WTA. При $W_{cal} = 2734$ см³ та $Q = 146$ кН оптимальна висота за (9,6) та обмеження за (12) та (17) складає: $h_{opt} = 153$ см, $h_{0s} = 107,9$ см, $h_{0\tau} = 207$ см.

Мінімальна висота за умови неперевищення граничного прогину $f_{u \leq (1/250)l}$ $h_{\min} = 114$ см. Отримані величини обмежуються значенням (18), остаточно висота стінки складає 1500 мм. Розглянутий приклад може бути проілюстрований графічно (рис. 2) лініями рівнів цільової функції – ізолініями маси балки m_{bC} за (5), побудованими на двовірній площині в координатах h_w (висота стінки) – t_w (товщина стінки).

Хоча реальні конструктивні рішення мають дискретні значення параметрів проє-

ктування, дана ілюстрація підтверджує отримані числові результати та дозволяє прослідкувати залежності формоутворення раціональних поперечних перерізів балок з хвилястими поперечно гофрованими стінками.

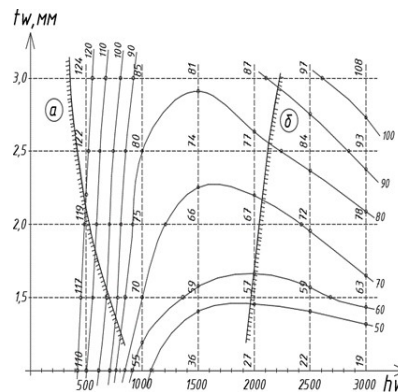


Рис. 2. Числове дослідження цільової функції (5) (за даними прикладу). Лінії рівнів цільової функції (ізолінії):
а – обмеження за міцністю стінки;
б – обмеження за стійкістю стінки

Fig. 2. Numerical study of the objective function (5) (according to the example). Objective function levels lines (isolines):
a – the strength constraint of the web;
b – the web stability constrain

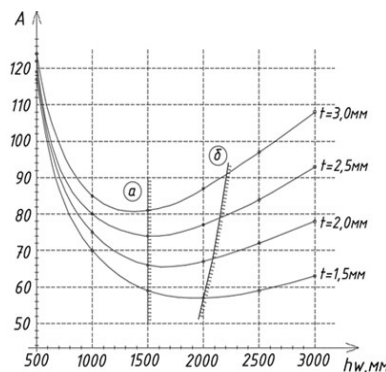


Рис. 3. Функція $A = 2\psi_{pf} A_f + \psi_{pw} t_w h_0$ (5) з обмеженнями (за даними прикладу),
а – конструктивне обмеження,
б – обмеження за стійкістю стінки.

Fig. 3. Function $A = 2\psi_{pf} A_f + \psi_{pw} t_w h_0$ (5) with constraints (according to the example):
a – the structural limitation
b – the web stability constraint

Досліджувана функція (5) має пологий мінімум (рис. 3), тому дискретність сортаменту та відхилення висоти від оптимальних значень на (10...15)% не призводить до суттєвих втрат відносно мінімальних

значень матеріалоемності. Область допустимих рішень оптимальних балок суттєво обмежується конструктивною вимогою (18).

В табл. 3 наведені граничні значення лінійного навантаження для оптимальних балок з хвилястими стінками висотою 1500 мм залежно від прольотів. З огляду на реальні навантаження на покриття та перекриття, такі лінійні навантаження досягаються при прольотах до 18 м та кроці ригелів 6...8 м, та до 24 м при кроці 3...4 м. Оптимальна висота балок, запроєктованих для більших прольотів, перевищує 1500 мм. При утриманні висоти в межах значень до 1500 мм такі балки не є оптимальними або вимагають спеціальних конструктивних

рішень, які тут не розглядаються. При малих прольотах актуальною є умова забезпечення стійкості стінки

Більш широко результати даного дослідження продемонстровано на графіках рис. 4. Показані області оптимальних рішень в координатних осях «проліт – товщина стінки», де для кожної пари конструктивних параметрів (висота та товщина стінки) визначено проліт, для якого дана балка буде оптимальною за масою. В даному прикладі розглядаються балки з таким самим рівномірним лінійним навантаженнями, що й в попередній задачі. Такий рівень навантажень можна вважати властивим для перекриттів цивільних будівель та покриттів в умовах України.

Табл. 3. Області допустимих рішень для оптимальних ригелів при $h_w=1500$ мм, $R_y=240$ Н/мм²

Tabl. 3. Rational decisions areas of optimal girders for $h_w=1500$ мм, $R_y=240$ Н/мм²

А. Балки оптимальної висоти за умови міцності A. The optimal girders due to bending strength								
t_w (мм)	M_u (кНм)	Граничне лінійне навантаження q (кН/м) для прольотів L (м) Maximum linear load q (кН/м) for spans L (м)						
		6	12	18	24	30	36	42
1,5	528,58	117,44	29,39	13,05	7,34	4,70	3,28	2,40
2,0	704,77	156,62	38,15	17,40	9,79	6,26	4,35	3,20
2,5	880,96	195,77	48,94	21,75	12,24	7,83	5,44	4,00
3,0	1057,15	234,90	58,73	26,10	14,68	9,40	6,53	4,79
Б. Обмеження за міцністю стінки на зріз B. Shear strength constraint								
t_w (мм)	Q_u (кНм)	Граничне лінійне навантаження q (кН/м) для прольотів L (м) Maximum linear load q (кН/м) for spans L (м)						
		6	12	18	24	30	36	42
1,5	352,35	117,44	58,72	39,15	29,36	23,49	19,58	16,78
2,0	469,80	156,60	78,30	50,50	39,15	31,32	25,25	22,37
2,5	587,25	195,75	97,87	65,25	48,94	39,15	32,63	27,97
3,0	704,70	234,90	117,44	78,30	58,72	46,98	39,15	33,56
В. Обмеження за стійкістю стінки B. Web stability constraints								
t_w (мм)	Q_u (кНм)	Граничне лінійне навантаження q (кН/м) для прольотів L (м) Maximum linear load q (кН/м) for spans L (м)						
		6	12	18	24	30	36	42
1,5	237,9	79,3	39,65	26,43	19,83	15,86	13,22	11,33
2,0	366,11	122,04	61,02	40,68	30,51	24,41	20,34	17,43
2,5	511,70	170,56	85,28	56,86	42,64	34,11	28,43	24,37
3,0	672,65	224,20	112,10	74,74	56,05	46,09	37,37	32,03

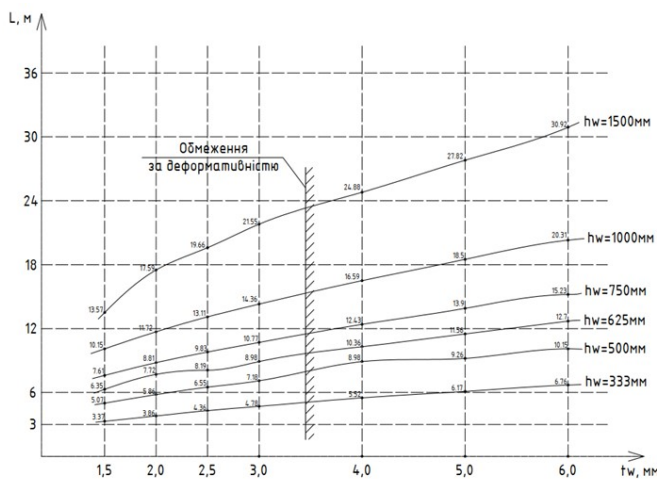


Рис. 4. Теоретичні прольоти гофрованих балок, запроєктованих з оптимальною висотою
Fig. 4. Theoretical corrugated beam spans with optimal height

Балки з товщими стінками (4 мм та більше) мають значно вищу несучу здатність за міцністю та вимагають додаткової перевірки на жорсткість. В області невисоких навантажень більшість оптимальних висот для товщини понад 3,0 мм є недостатніми для забезпечення $h_{\min}$ та вимагають будівельного підйому. Цей висновок збігається з думкою дослідження [15], де йдеться про те, що оптимальна балка з гофрованою стінкою має мінімум за витратами, несумісний з мінімумом за жорсткістю. Для інших рівнів навантажень розроблена методика надає можливості проведення аналогічного дослідження.

В рамках даного дослідження побудовано простий методичний апарат, який відкриває теоретичні можливості подальшого дослідження балок з гофрованими стінками для перекриттів з обмеженою висотою та комбінованих сталезалізобетонних перекриттів, а також надає можливість аналізу компоновальних схем покриттів та перекриттів.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Для балки з хвилястою синусоїдною стінкою бісиметричного перерізу сформульована задача визначення оптимальної

висоти за критерієм мінімуму маси. Математична модель сформульована як однопараметрична. Конструктивна та фізико-механічна моделі складені з урахуванням особливостей роботи балки. Умови забезпечення міцності за нормальними напруженнями, за міцністю за дотичними напруженнями, стійкістю гофрованої стінки та конструктивними обмеженнями враховані за чинними нормами проектування. Проведено аналіз впливу конструктивних коефіцієнтів стінки та полиць.

2. Класична задача розглянута з урахуванням роботи гофрованої стінки в складі балки. Уточнено відоме рішення [10]. Задача доповнена обмеженнями за міцністю на зріз та стійкістю стінки, уточнені обмеження за деформативністю. Обмеження не є активними та використовуються як такі, що обмежують область розглядуваних параметрів.

3. Наведено приклад визначення області оптимальних параметрів всередині області обмежень за жорсткістю та технологічних обмежень. Отримані залежності та побудовано простий методичний апарат, який дозволяє аналізувати параметри оптимальних за висотою балок, виявити області ефективних рішень та встановити раціональні компоновальні рішення покриттів та перекриттів із застосуванням балок з гофрованими стінками [14, 15, 20].

4. Проаналізовано вплив конструктивних коефіцієнтів, які можуть суттєво змінювати оптимальну висоту балки, вказані напрямки удосконалення конструктивних рішень, що призводять до зменшення цих коефіцієнтів, таких, як передача навантажень від суміжних конструкцій без включення стінки у роботу, а також розвантаження стінки з метою усунення локальних поперечних напружень [14, 18, 20].

5. Показано, що дослідження балок з синусоїдно-гофрованими стінками в подальшому мають бути проведені з урахуванням реальних умов експлуатації та реконструкції, забезпечення технологічних вимог та вимог вогнестійкості [5, 15, 17].

ЛІТЕРАТУРА

1. **Нілов А.А., Мартынюк А.Я., Лавриненко Л.І., Лазнюк М.В., Рыженко С.С.** Применение сварных двутавров с гофрированной стенкой в комбинированных конструкциях. *Сб. научн. тр. ОГАСА «Современные строительные конструкции из металла и древесины»*. Одесса, 2010, №14, ч.1. С. 169–174.
2. **Siokola W.** Wellstegträger. Herstellung und Anwendung von Trägern mit profiliertem [Гофровані складені балки. Виробництво та застосування]. *Steg, Stahlbau* 66. Pp. 595–605.
3. **Лавріненко Л.І., Зотіна А.С.** Ефективні параметри малоелементних шпренгельних ферм із застосуванням двотаврових елементів з гофрованими стінками. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. Вип.4 (2019) С.56 – 69. doi.org/10.32347/2522-4182.4.2019.56-69.
4. **Johansson B., Maquoi R., Seldasek G., Muller C., Beg D.** Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 Plated Structural Elements [Коментарі та робочі приклади до EN 1993-1-5. Конструктивні елементи з листів]. *JRS Scientific and Technical Reports*. P. 152–167.
5. **Лавріненко Л.І., Некора В.С.** Дослідження нагрівання сталеві балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. Вип.6 (2020) С.12 – 21. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12-21.
6. **Pasternak H., Robra J., Bachmann V.** Corrugated web beams with increased web thickness [Балки з хвилястими стінками збільшеної товщини]. *Proceedings 5th Europea Conference on Steel and Composite Structures, Graz, Austria*. Pp. 1161–1166.
7. **Білик С.І.** Методика визначення оптимальної висоти сталеві двотаврової балки зі змінним перерізом стінки при розвитку обмежених пластичних деформацій. *Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського*. К., Сталь, 2012. Вип.9. С.28-33.
8. **Білик С.І., Аїед Альтаїе Н., Лавріненко Л.І.** Конструктивні коефіцієнти та раціональна висота сталеві коробчастої балки постійного перерізу. *Будівельне виробництво: Відомчий науково-технічний збірник (технічні науки)*. К., ДП НДІБВ. 2017. № 62/1. С.33 – 38.
9. **Гордеев В.Н.** Элементарные задачи оптимизации двутавра. *Зб. наук. праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського*. К., Сталь, 2009. Вип.3. С. 27-48.
10. **Вахуркин В.М.** Форма двутавровой балки в условиях наименьшего расхода металла и в условиях наименьшей стоимости. *Вестник инженеров и техников*. 1951. № 5. С. 213-218.
11. **Бирюлев В.В., Кошин И.И., Крылов И.И., Сильвестров А.В.** Проектирование металлических конструкций. Спецкурс. Л., Стройиздат, 1990. 432 с.
12. **Пермяков В.А., Перельмутер А.В., Юрченко В.В.** Оптимальное проектирование стальных стержневых конструкций. К., Сталь, 2008. 538 с.
13. **Sudeok Shon, Sengwook Jin, Seungjae Lee** Minimum Weight Design of Sinusoidal Corrugated Web Beam Using Real-Coded Genetic Algorithms [Проектування синусоїдально гофрованих балок мінімальної ваги з використанням генетичних алгоритмів]. *Mathematical Problems in Engineering*. Vol. 2017, Article ID 9184292. 2017. 13 p.p. doi.org/10.1155/2017/9184292
14. **Шишкин А.С., Лавриненко Л.І.** Эффективность компоновочных схем балочных покрытий и перекрытий на основе балок с гофрированной стенкой для условий Туркменистана. *Містобудування та територіальне планування*. К., КНУБА, 2016. Вип. 59 С.485 – 493
15. **Лазнюк М.С.** Малоэлементные фермы с верхним поясом из сварных двутавров с гофрированной стенкой. *Строительная механика и строительные конструкции*. М.: Издательство СКАД СОФТ, 2013. С.237–243
16. **Лихтарников Я.М.** Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. М., Стройиздат, 1979. – 319 с.
17. **Woźniczka P., Piekarczyk M.** The fire resistance of steel plate girders with slender webs – a comparative study. [Вогнестійкість сталевих складених балок з тонкими стінками – порівняльне дослідження] *Technical Transactions*, Vol. 11/2018, pp. 97–104. doi.org/10.4467/2353737XCT.18.165.9421
18. **Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановский О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Бєлов І.Д., Володимирський В.О.** Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник. К, Сталь, 2010. 869 с.

19. Химмельблау Д. Прикладное нелинейное программирование. М.: Мир, 1975. 536 с.
20. Вузол спряження сталевих балок з поперечно гофрованими хвилястими стінками. – Патент на корисну модель Україна: МПК E04C 3/07 (2006.01). №120477; заявл. 01.03.2017; опубл. 10.11.2017, Бюл. №21. 4 с.

REFERENCES

1. Nylov A.A., Martyniuk A.Ia., Lavrinenko L.Y., Lazniuk M.V., Ryzhenko S.S. 2010. Prymenenye svarnykh dvutavrov s hofryrovannoi stenкой v kombynyrovannykh konstruktsiyakh [The use of welded I-beams with a corrugated web in combined structures] *Sb. nauchn. tr. OHASA «Sovremennyye stroytelnye konstruktssy yz metalla y drevesyny»*. Odessa, 2010, №14, ch.1 – S. 169–174 (in Russian)
2. Siokola W. 1997. Wellstegträger. Herstellung und Anwendung von Trägern mit profilieritem.Steg, *Stahlbau* 66. Pp. 595 – 605.
3. Lavrinenko L.I., Zotina A.S. 2020. Efektyvni parametry maloelementnykh shprenhelnykh ferm iz zastosuvanniam dvotavrovnykh elementiv z hofrovanymy stinkamy [Ефективні параметри малоеlementних шпренгельних ферм із застосуванням двотаврових елементів з гофрованими стінками] *Budivelni konstruktssii. Teoriia i praktyka*, KNUBA, 2020. Vyp. 4. Pp. 56–69. doi.org/10.32347/2522-4182.4.2019.56-69. (in Ukrainian)
4. Johansson B., Maquoi R., Seldasek G., Muller C., Beg D. 2007. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 Plated Structural Elements. *JRS Scientific and Technical Reports*. Pp.152–167.
5. Lavrinenko L.I., Nekora V.S. 2020. Doslidzhennia nahrivannia stalevoi balky z hofro-vanoi stinkoiu v umovakh pozhezhi. [The fire heating of steel girders with corrugated webs] *Budivelni konstruktssii. Teoriia i praktyka*. Vyp.6 (2020) Pp.12 – 21. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12-21. (in Ukrainian)
6. Pasternak H., Robra J., Bachmann V. 2008. Corrugated web beams with increased web thickness *Proceedings 5th Europea Conference on Steel and Composite Structures*. Graz, Austria. Pp. 1161 – 1166.
7. Bilyk S.I. 2012. Metodyka vyznachennia optymalnoi vysoty ctalevoi dvotavrovoy balky zi zminnym pererizom stinky pry rozvytku obmezhenykh plastychnykh deformatsii. [Method for determining the optimal height of a steel I-beam with a variable cross-section of the wall in the development of limited plastic deformations] *Zb. nauk. prats Ukrainskoho instytutu stalevykh konstruktssii im. V.M. Shymanovskoho*. K., Stal, 2012. Vyp.9. – Pp.28 – 33. (in Ukrainian)
8. Bilyk S.I., Aied Altaie N., Lavrinenko L.I. 2017. Konstruktyvni koefitsiienty ta ratsionalna vysota stalevoi korobchastoi balky postiinoho pererizu. [Structural coefficients and rational height of a steel box- girder with constant section] *Budivelni vyrobnytstvo: Vidomchyi naukovy-tekhnichniy zbirnyk (tekhnichni nauky)*. K., DP NDIBV. 2017. № 62/1. Pp.33 – 38. (in Ukrainian)
9. Hordeev V.N. 2009. Elementarnie zadachy optymyzatsyy dvutavra. [Elementary problems of optimization of an I-beam.] *Zb. nauk. prats Urainskoho naukovy-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktssii imeni V.M. Shymanovskoho*. K., Stal, 2009. Vyp.3. Pp. 27 – 48. (in Russian)
10. Vakhurkyn V.M. 1951. Forma dvutavrovoy balky v uslovyakh naymensheho raskhoda metalla y v uslovyakh naymenshei stoymosty. [I-beam shape for lowest metal consumption and lowest cost.] *Vestnyk ynzhenerov y tekhnikov*. 1951. № 5. (in Russian)
11. Byriulev V.V., Koshyn Y.Y., Krylov Y.Y., Sylvestrov A.V. 1990. Proektyrovanye metal-lycheskykh konstruktssii. Spetskurs. [Design of metal structures. Special course] L., Stroiyzdat, 1990. 432 p. (in Russian)
12. Permiakov V.A., Perelmuter A.V., Yurchenko V.V. 2008. Optymalnoe proektyrovanye stalnykh sterzhnevnykh konstruktssii. [Optimal design of steel bar structures] K., Stal, 2008. 538 p. (in Russian)
13. Sudeok Shon, Sengwook Jin, Seungjae Lee 2017. Minimum Weight Design of Sinusoidal Corrugated Web Beam Using Real-Coded Genetic Algorithms . *Mathematical Problems in Engineering* Vol. 2017, Article ID 9184292. 2017. 13 p.p. doi.org /10.1155/2017/ 9184292
14. Shyshkyn A.S., Lavrinenko L.Y. 2016. Effektyvnost komponovochnykh skhem balochnykh pokrytiy y perekrytiy na osnove balok s hofryrovannoi stenкой dlia uslovyi Turkmenystana. [Efficiency of layout schemes of beams and floors based on beams with a corrugated wall for the conditions of Turkmenistan] *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*. K., KNUBA, 2016. Vyp. 5. Pp.485 – 493. (in Russian)

15. **Lazniuk M.S. 2013.** Maloelementnye fermy s verkhnim poiasom iz svarnykh dvutavrov s gofirovannoi stenkoi [Low-element trusses with a top belt made of welded I-beams with corrugated wall]. *Stroitel'naya mekhanika i stroitel'nye konstruktsii*. M.: SCAD SOFT, 2013. – pp.237–243 (in Russian)
16. **Lykhtarnykov Ya.M. 1979.** Varyantnoe proektyrovanye y optymyzatsiya stalnykh konstruktsiy. [Optional design and optimization of steel structures] M., Stroiizdat, 1979. 319 p. (in Russian)
17. **Woźniczka P., Piekarczyk M. 2018.** The fire resistance of steel plate girders with slender webs – a comparative study. *Technical Transactions*, Vol. 11/2018, pp. 97–104. doi.org / 0.4467 / 2353737XCT. 18.165.9421
18. **Nilov O.O., Permiakov V.O., Shymanovskyi O.V., Bilyk S.I., Lavrinenko L.I., Bielov I.D., Volodymyrskyi V.O. 2010.** Metalevi konstruktsii: Zahalnyi kurs: Pidruchnyk [Metal constructions. General course. Textbook]. K, Stal, 2010. 869 p. (in Ukrainian)
19. **Himmelblau D. 1975.** Prykladnoe nelyneinoe prohrammyrovanye. M., Myr, 1975. – 536 p. (in Russian)/ [Himmelblau D.M. Applied Non-linear Programming. The University of Texas, Austin, Texas. McGraw-Hill Book Company. 1972].
20. **Vuzol spriazhennia stalevykh balok z poperechno hofrovanymy khvyliastymy stinkamy:** Patent na korysnu model UA: MPK E04S3/07 (2006.01). №120477; zaiavl. 01.03.2017, publ. 10.11.2017, Biul. no. 21, 4 p., 2017. (in Ukrainian)

Optimal parameter area for steel corrugated web beams

Lyudmila Lavrinenko, Danylo Oliinyk

Summary. The optimal application area of steel corrugated web beams is considered. The optimal height for beams with the set moment of resistance is calculated and spans for such beams is determined. The problem takes into account the peculiarities of the actual operation of the corrugated web. The parameter region is located within the area of rigidity constraints and manufacturing constraints. Actual work features of a corrugated web are considered. The mathematical beam model is constructed as a problem of minimizing the objective function (mass of the beam) with structural coefficients. The parameters of the structural model correspond to Zenam technology. The design limitations of this task depend on the beam technology of manufacturing. The physical model is a double-tee beam of the 1st class according to the stress-strain state (in accordance with DBN V.2.6-198). Shear strength constraints of the web and the loss web stability constraints are taken into account. The value of the optimal beam height under the condition of permissible deflection is considered and the thin web shear deformation is taken into account.

The dependences are obtained and a simple method is constructed, which allows analyzing the optimal beam parameters in height and effective design parameters. The method makes it possible to install rational solutions for the planning of coatings and floors using corrugated beams. An example of determining the range of optimal parameters within the range of rigidity constraints and technological constraints is given.

It is shown that the study of beams with sinusoidal-corrugated walls should be carried out taking into account the real conditions of operation and reconstruction, ensuring technological requirements and fire resistance requirements in the future.

Keywords. Steel beam; corrugated web; optimal height.

Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врізаними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб

Сергій Білик¹, Артем Білик², Євген Цюпин³,
Валерій Нужний⁴, Тетяна Ключниченко⁵

^{1,2,3,4,5}Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹vartist@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-8783-5892>

²artem.bilyk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-9219-920X>

³standartbc@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9428-6166>

⁴nuzhnyy@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-0400-3204>

⁵t.klyush@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7592-9338>

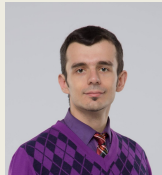
DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.57-65

Анотація. У даній статті розроблено інженерну методику визначення зусиль у зварних швах фланцевого з'єднання з ребрами жорсткості сталевих ферм з труб (циркульних порожнистого перерізу елементів). Розглянуто фланцеві з'єднання поясів ферм, в яких виникають зусилля розтягу. Методику побудовано на робочій гіпотезі, що зусилля розтягу сприймає зварний шов по торцю труби, який приєднує трубу до фланця, і зварні шви приєднання ребер жорсткості до фланця. Така конструкція фланця з хрестоподібними врізаними ребрами жорсткості дозволяє рівномірно передати зусилля від фланця до трубчатих елементів сталевих ферм. В такому вузлі передача зусилля відбувається через зварні шви від фланця до врізаних ребер жорсткості та через зварні шви приєднання труб до фланця. Методику побудовано на робочих гіпотезах, по перше, що зусилля розтягу сприймається зварними швами по торцю труби і по торцям хрестоподібних ребер жорсткості за законами умов рівноваги. Друга гіпотеза прийнята така, що по торцю труби, зусилля у зварних швах розподіляються нерівномірно – прямо-пропорційно відстані від болта до зварного шва по контуру труби. Отримані аналітичні залежності розподілення зусиль в зварних швах між ребрами жорсткості і трубою в місті приєднання до фланця. Також отримані аналітичні залежності нерівномірного розподілення зусиль по зварним швам по торцю труби в місті приєднання до фланця. Виявлені ефекти підтверджені розрахунком просторової моделі фланцевого вузлу з врізаними



Сергій Білик

завідувач кафедри, професор
кафедри металевих і дерев'яних
конструкцій,
д.т.н., проф.



Артем Білик

доцент кафедри металевих і
дерев'яних конструкцій,
к.т.н., доц.



Євген Цюпин

асистент кафедри металевих і
дерев'яних конструкцій



Валерій Нужний

асистент кафедри металевих і
дерев'яних конструкцій



Тетяна Ключниченко

Старший викладач кафедри
металевих і дерев'яних констру-
кцій

(вбудованими) ребрами жорсткості методом скінчених елементів. Отримана за двома методами добре якісне співпадіння числових співвідношень нерівномірного розподілення зусиль

у зварних швах приєднання до фланця трубчатого елемента з врізаними ребрами жорсткості.

Методика універсальна і може бути розповсюджена на кілька типів конструктивних рішень фланцевих вузлів сталевих ферм.

Ключові слова. Фланцеві вузли; напруження; зварні шви; розрахункові зусилля; сталеві ферми; трубчаті сталеві елементи; ребра жорсткості.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Дослідження дозволяють визначити нерівномірність розподілення зусиль у зварних швах і, відповідно, максимальні напруження в зварних швах з'єднання труб із фланцями. Дана стаття присвячена визначенню розрахункових зусиль у зварних швах фланцевих з'єднань з врізаними ребрами.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Існують відомі нормативні документи для розрахунку фланцевих вузлів рамних конструкцій при передачі значних згинальних моментів через такі вузли [1,2,3,4]. Розроблено нові методики розрахунку фланцевих з'єднань сталевих рам [5,6,10, 11,13]. Є необхідність провести додаткові дослідження для нових конструктивних рішень сталевих рам ферм і куполів [7,8,9], та для вузлів унікальних споруд [10,14]. Необхід-

ність вдосконалення розрахункових положень обумовлена також встановленням дійсної роботи вузлів після довготривалої експлуатації та при розрахунку вузлів на живучість [10,12,14].

Важливим є розвиток програмних продуктів методом скінченних елементів для розрахунку вузлових з'єднань [5,10 15,16] та порівняння отриманих результатів із аналітичними методами. Досліджень нерівномірності розподілення зусиль у зварних швах фланцевих з'єднань з врізаними ребрами жорсткості трубчатих ферм недостатньо. Тому виникає необхідність проведення додаткових досліджень для аналізу таких з'єднань. Є важливим визначення дійсного резерву несучої здатності фланцевих вузлів ферм із урахуванням початкових недосконалостей і дефектів, отриманих під час експлуатації (рис.1).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розглянемо вузлове фланцеве з'єднання із врізаними ребрами жорсткості поясів ферм (рис.1,2).

Прийнято, що в трубах радіусом по зовнішньому діаметру (r_{tr}) діє зусилля розтягу. Фланці виконані із сталі 09Г2С, сталь труб - згідно технічної специфікації проекту. Фланці мають врізані ребра жорсткості (рис.1).



Рис. 1. Сталеві оцинковані конструкції з трубчатих елементів для автоматичних систем управління дорожнім рухом.

Fig. 1. Galvanized steel structures made of circular hollow sections (CHS) elements for automatic traffic control systems.

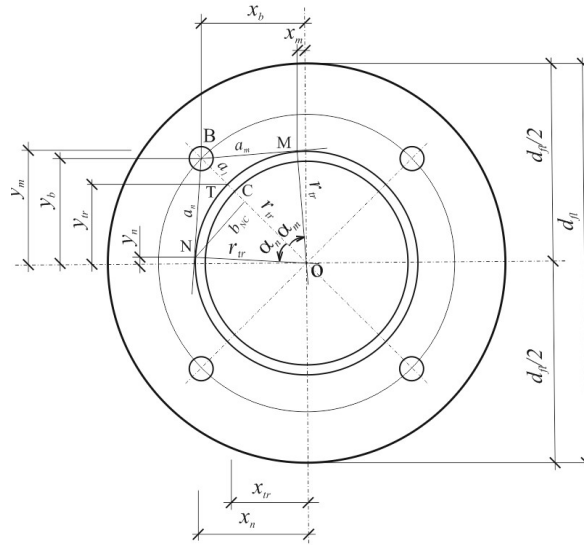


Рис. 2. Загальна геометрична схема для розрахунку розподілення зусиль у зварному шві труби і фланця.

Fig. 2. General geometric diagram for calculating the distribution of forces in the weld of the CHS-element and flange.

Фланці приєднані до ребер жорсткості і по зовнішньому периметру труб вертикальними зварними швами ($l_{tr} = \pi d_{tr}$). Крім того, ребра жорсткості приєднані до труби повздовжніми швами, що забезпечує передачу зусилля рівномірно на трубу, тобто не тільки за рахунок зварних швів по торцю труби.

За робочу гіпотезу прийнято, що передача зусилля від фланця до труби відбувається симетрично по вісі болта, яка проходить через центр фланця. Передача розтягуючого зусилля (N_{wtr}) в зварному шві по торцю труби прямо пропорційна відстані від центру болта до зовнішнього зварного шва по торцю труби (рис.2) при поточних зусиллях у шві $N_{\alpha f wtr}$.

$$N_{\alpha f wtr} = N_{\Gamma f wtr} \frac{a_1}{a_i} \quad (1,a)$$

$$N_{wtr} = 4 \int_{l_{ftr}} N_{\alpha wtr} dl_{tr} = 4 \frac{N_{\Gamma f wtr}}{l_{ftr}} \int_{l_{ftr}} \frac{a_1}{a_i} dl_{ftr} \quad (1,b)$$

При відношеннях $dl_{ftr} = r_{tr} d\alpha$, $a_i d\beta = r_{tr} d\alpha$,

$$d\beta = \frac{r_{tr}}{a_i} d\alpha \text{ маємо:}$$

$$N_{wtr} = \frac{4N_{\Gamma f wtr}}{l_{ftr}} \int_0^{l_{tr}} \frac{a_1}{a_i} a_i d\beta = \frac{4N_{\Gamma f wtr}}{l_{ftr}} a_1 \int_0^{2\beta_m} d\beta \quad (1,b)$$

$$N_{\Gamma f wtr} = \frac{N_{\Gamma f wtr}}{l_{ftr}} 2 \int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} r_{tr} d\alpha$$

Загальна довжина зварного шва по торцю труби (l_{ftr}) буде:

$$l_{ftr} = 4l_{1ftr} = 8r_{tr} \int_0^{\alpha_m} d\alpha = 8r_{tr} \alpha_m \quad (2,a)$$

З розрахунку в одному секторі відповідно до 1 болта:

$$l_{1ftr} = 2r_{tr} \int_0^{\alpha_m} d\alpha = 2r_{tr} \alpha_m \quad (2,b)$$

В формулах (1) як $\frac{N_{\Gamma f wtr}}{l_{ftr}}$ - позначено

приведене усереднене зусилля у одиниці довжини зварного шва – приведений параметр зусилля у зварному шві по торцю труби.

Рівновага зусиль зварних швів та розтягуючого зусилля в болтах має запис:

$$N_{fl} = 4N_{bt} = 4N_{1wtr} + 8N_{wr1} \quad (3)$$

$$N_{bt} = N_{1wtr} + 2N_{wr1}.$$

Рівновага згинальних моментів відносно центру зварного шва і центру фланця має

вид

$$\begin{aligned} N_{bt}(r_{tr} + a_1) - r_{tr}N_{1wtr} - N_{wr1}d_{fl} &\leq 0 \\ N_{bt}a_1 - N_{wr1}d_{fl} &\leq 0 \rightarrow N_{wr1} \geq \frac{N_{bt}a_1}{d_{fl}} \end{aligned} \quad (4)$$

В крайніх формулах введені позначення: N_{bt} - зусилля у одному болті, N_{wr1} - зусилля у одному зварному шві по торцю ребра жорсткості з одного боку від центру.

Таким чином, рівняння рівноваги (3) і (4) утворюють систему з двома невідомими: N_{1wtr} ; N_{wr1} .

З рівняння (3) знаходимо співвідношення між зусиллями в зварних швах по торцю труби і по торцям ребер жорсткості фланця

$$\begin{aligned} N_{bt}a_1 - N_{wr1}d_{fl} &\leq 0 \\ 2N_{wr1} &= N_{bt} - N_{1wtr} \\ N_{1wtr} &= N_{bt} - 2N_{wr1} \end{aligned} \quad (5)$$

Підставивши рівняння (4) в (5), отримуємо рекурентну формулу визначення зусилля в зварних швах:

$$\begin{aligned} N_{wr1} &= N_{bt} - 2N_{bt} \frac{a_1}{d_{fl}} \\ N_{1wtr} &= N_{bt} \left(1 - 2 \frac{a_1}{d_{fl}} \right) \\ \frac{N_{1wtr}}{N_{bt}} &= \left(1 - 2 \frac{a_1}{d_{fl}} \right) \end{aligned} \quad (6)$$

Основні позначення для геометричних характеристик вузла наступні (рис.2): r_{tr} ; d_{tr} - відповідно радіус та діаметр труби зовнішнього контуру; a_1 ; a_m ; a_n - мінімальні відстані від центру болта до труби (ВТ) - (a_1), відстань дотичній до зовнішнього контуру труби (ВН) - (a_n), відстань дотичній до зовнішнього контуру труби (ВМ) - (a_m), a_i - поточна відстань від центру болта до труби. Координати точки центру болта ($\cdot$). В позначені через x_b ; y_b . Відповідно координати ($\cdot$)М - позначені через x_m ; y_m , а точки ($\cdot$)N - x_n ; y_n .

Відстані від центру болта до труби за

рис.2 будуть при $a_m = a_n$.

$$\begin{aligned} a_1 &= \sqrt{(x_b - x_{tr})^2 + (y_b - y_{tr})^2} \\ a_m &= \sqrt{(x_b - x_m)^2 + (y_b - y_m)^2} \\ a_n &= \sqrt{(r_{tr} + a_1)^2 - r_{tr}^2} = \sqrt{(2r_{tr}a_1 + a_1^2)} \end{aligned} \quad (7)$$

Кут нахилу осі болта до горизонтальної осі труби прийнято ($\alpha_n = \alpha_m = \pi / 4$):

Максимальний кут до точки дотичної від центру болта (α_m) - буде знайдений з співвідношення сторін прямокутного трикутника Δ ВМО:

$$\begin{aligned} \cos(\alpha_m) &= \frac{r_{tr}}{(r_{tr} + a_1)} \\ \cos(\alpha_m) &= \frac{1}{1 + \frac{a_1}{r_{tr}}} \end{aligned} \quad (8)$$

Відстань від центру болта до точки дотичної до зовнішнього діаметру труби визначиться з прямокутного трикутника Δ NCO:

$$\begin{aligned} a_n &= \sqrt{(a_1 + r_{tr} - r_{tr} \cos \alpha_n)^2 + r_{tr}^2 \sin^2 \alpha_n} \\ a_i &= \sqrt{(a_1 + r_{tr})^2 - 2(a_1 + r_{tr})r_{tr} \cos \alpha_i + r_{tr}^2} \\ \frac{a_n}{r_{tr}} &= \sqrt{\left(\frac{a_1}{r_{tr}} + 1 \right)^2 - 2 \left(\frac{a_1}{r_{tr}} + 1 \right) \cos \alpha_n + 1} \end{aligned} \quad (9)$$

Поточні координати відстані від центру болта ($\cdot$)В до труби (a_{inn}) від точки ($\cdot$)N до точки ($\cdot$)М через точку ($\cdot$)Т залежать від координати точки на зовнішньому контурі труби (x_{itr} ; y_{itr}) і координат центру болта:

$$a_i = a_{inn} = \sqrt{(x_b - x_{itr})^2 + (y_b - y_{itr})^2}.$$

Відповідно відстань від центру болта до поточної точки на зовнішньому діаметру труби також може бути записана так:

$$\begin{aligned} a_i^2 - (a_1 + \Delta_r)^2 &= r_{tr}^2 - (r_{tr} - \Delta_r)^2, \Delta_r = r_{tr}(1 - \cos \alpha_i). \\ a_i^2 - a_1^2 - 2a_1 \Delta_r - \Delta_r^2 &= r_{tr}^2 - r_{tr}^2 - \Delta_r^2 + 2\Delta_r r_{tr}. \end{aligned}$$

Тоді $a_i^2 = a_1^2 + 2\Delta_r a_1 + 2\Delta_r r_{tr}$, і у скороченому вигляді остання формула набуває ви-

ду

$$a_i = \sqrt{a_1^2 + 2\Delta_r \left(a_1 + r_{tr} \right)},$$

або:

$$\begin{aligned} \frac{a_i}{a_1} &= \sqrt{1 + 2 \frac{r_{tr}}{a_1} \left(\frac{r_{tr}}{a_1} + 1 \right) (1 - \cos \alpha_i)} \\ \frac{a_1}{a_i} &= \frac{1}{\sqrt{1 + 2 \frac{r_{tr}}{a_1} \left(\frac{r_{tr}}{a_1} + 1 \right) (1 - \cos \alpha_i)}} \end{aligned} \quad (10)$$

Розрахункова довжина зварного шва в чверті торця труби, (l_{ftr}) з урахуванням формули (2 і 8) буде мати вигляд:

$$\frac{l_{ftr}}{r_{tr}} = 2\alpha_m = \arccos\left(\frac{1}{1 + \frac{a_1}{r_{tr}}}\right) \quad (11)$$

Повертаючись до рівняння (1,в), і знаючи (10), можна відносно значення $\frac{N_{1fwtr}}{l_{ftr}}$ у зварному шві по торцю труби визначити з відношення:

$$\begin{aligned} N_{1wtr} &= N_{1fwtr} \frac{r_{tr}}{l_{ftr}} 2 \int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} d\alpha \\ N_{1wtr} &= 2 \frac{N_{1fwtr}}{l_{ftr}} r_{tr} \int_0^{\alpha_m} \frac{d\alpha}{\sqrt{1 + 2 \frac{r_{tr}}{a_1} \left(\frac{r_{tr}}{a_1} + 1 \right) (1 - \cos \alpha_i)}} \end{aligned} \quad (12)$$

Відповідно напруження в зварному шві при катеті:

$$\frac{N_{1fwtr}}{k_{1f} l_{ftr}} = \frac{\left(\frac{N_{1wtr}}{2k_{1f} r_{tr}} \right)}{k_r \int_0^{\alpha_m} \sqrt{1 + 2 \frac{r_{tr}}{a_1} \left(\frac{r_{tr}}{a_1} + 1 \right) (1 - \cos \alpha_i)} d\alpha} \quad (13)$$

Відношення дійсного зусилля у зварному шві до приведенного значення є величина постійна, за формулою (11) слід врахувати

$a_i = \sqrt{a_1^2 + 2r_{tr}(1 - \cos \alpha_i)(a_1 + r_{tr})}$. Тепер відношення $\left(\frac{a_i}{a_1}\right)$ має аналітичний запис:

$$\frac{l_{ftr}}{r_{tr}} = 2\alpha_m.$$

$$\frac{N_{1wtr}}{N_{1fwtr}} = \frac{N_{wtr}}{4N_{1fwtr}} = \frac{1}{2\alpha_m} \int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} d\alpha \quad (14)$$

Остаточно

$$N_{1fwtr} = 2\alpha_m \frac{N_{1wtr}}{\int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} d\alpha} \quad (15)$$

Поточне відносне значення зусилля в зварному шві буде

$$\begin{aligned} \frac{N_{\alpha fwtr}}{N_{1fwtr}} &= \frac{a_1}{a_i} \cdot \frac{N_{\alpha fwtr}}{2\alpha_m \frac{N_{1wtr}}{\int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} d\alpha}} = \frac{a_1 a_i}{\int_0^{\alpha_m} \frac{a_1}{a_i} d\alpha} \rightarrow \\ \frac{N_{\alpha fwtr}}{N_{1wtr}} &= \frac{2\alpha_m}{\int_0^{\alpha_m} \frac{a_i}{a_1} d\alpha} \cdot \frac{a_1}{a_i}. \end{aligned} \quad (16)$$

Проведені числові дослідження показника фактору зміни зусиль у зварному шві (16) в залежності від розподілення по довжині шва, представлені у вигляді графіка, див. рис.3.

Дослідження, які здійснювалися в комплексі IDEA STATICA 20.1.3471.1 [16], показали, що розподілення зусиль по довжині зварного шва відбуваються нерівномірно, нерівномірність розподілення суттєва, так як максимальні напруження перевищують мінімальні в 2 рази.

Виконані дослідження фланцевого з'єднання методом скінченних елементів показали, що існують певні крайові ефекти, які підтвердили сплеск напружень

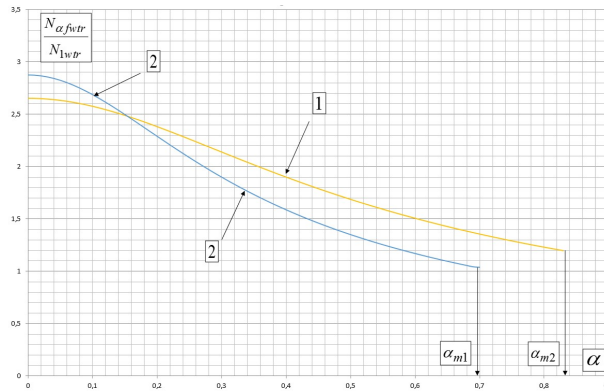


Рис.3 Зміна фактору зусиль у зварному шві в залежності від розподілення по довжині шва

Fig.3 Changing of the forces factor in a weld depends on it length distribution

$\frac{N_{\alpha f_{wtr}}}{N_{1wtr}}$ в залежності від полярної координати кута $0 \leq \alpha \leq \alpha_m$ точки зварного шва на торці труби:

графік 1 - при $\frac{a_1}{r_{tr}} = 0,5$; графік 2 - при $\frac{a_1}{r_{tr}} = 0,3$.

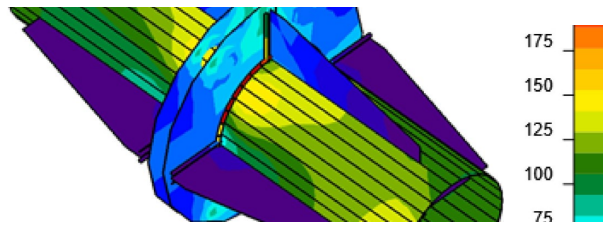


Рис.4 Нерівномірність розподілення зусиль в 4-болтовому фланцевому з'єднанні сталевих трубчатих ферм в нижньому поясі. Зміна напружень по торцевому стику фланцевих пластин і труби до 2 разів.

Fig.4 Uneven distribution of forces in the 4-bolt flange connection of steel CHS-trusses in the lower chord. Stresses changing at the end joint of flange plates and CHS up to 2 times.

Таким чином, коли відомі всі характеристики зварного шва, запропоновано наступний підхід перевірки несучої здатності зварних швів фланцевого з'єднання. Сумарне значення вертикальних горизонтальних швів приєднання ребер жорсткості фланця позначено через $\sum_{k=8} l_{wfrj}$, при катеті шва k_{fr} .

Загальна розрахункова довжина зварного шва приєднання труби до фланця по торцю труби має аналітичний вираз згідно проведеним дослідженням і прийнятим гіпотезам за формулою (11):

$$l_{ftr} = 2\alpha_m r_{tr} = r_{tr} \arccos\left(\frac{1}{1 + \frac{a_1}{r_{tr}}}\right), \text{ при катеті}$$

зварного шва - k_{f1} .

Сумарна площа зварних швів приєднання фланцю до труб через ребра жорсткості

буде

$$A_{wf} = A_{wfr} + A_{wtr} = \sum_{k=8} l_{wfrj} k_{fr} + 4(k_{f1}) l_{ftr}$$

При дії зусилля розтягу - N_{tr} в поясі ферм, розрахункове зусилля, яке передається до фланця через ребра жорсткості (N_{wfr}) і зусилля ($N_{wtr} = 4N_{1wtr}$), яке сприймають зварні шви по торцевому контуру труби - будуть визначитися з формул рівноваги (5,6):

$$\begin{aligned} N_{1wtr} &= N_{bt} \left(1 - 2 \frac{a_1}{d_{fl}}\right) \\ \frac{N_{1wtr}}{N_{bt}} &= \left(1 - 2 \frac{a_1}{d_{fl}}\right) \\ N_{wr1} &\geq \frac{N_{bt} a_1}{d_{fl}} \end{aligned} \quad (17)$$

Визначення міцності зварного шва треба виконувати із урахуванням нерівномірності розподілення зусиль в зварному шва, формула (16,17).

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Теоретичний підхід розроблено для більш точного розрахунку зварних швів фланцевих з'єднань з врізаними ребрами жорсткості сталевих ферм з трубчастих порожнистих елементів.

Нова методика розрахунку дає можливість визначити нерівномірність розподілення зусиль в зварних швах приєднання фланцевого з'єднання до трубчастих елементів. Порівняння результатів дослідження з результатами розрахунку вузла методом скінченних елементів показали якісний збіг.

Методика може бути використана для розрахунку зварних швів багато-болтових фланцевих вузлів із ребрами жорсткості сталевих ферм з елементами, які мають круглий, квадратний або прямокутний порожнистий замкнений переріз.

ЛІТЕРАТУРА

1. EN 1993-1-8 (2005) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
<https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1993.1.8.2005-1.pdf>
2. Joints in Steel Construction Moment Connections. The Steel Construction Institute, 1997.
https://www.steelconstruction.info/images/5/5d/SCI_P398.pdf
3. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций / «Промстальконструкция»; ЦНИИПСК им. Мельникова. – М., 1988. – 83 с.
4. Руководство по проектированию, изготовлению и сборке монтажных фланцевых соединений стропильных ферм с поясами из ши-

- рокопальных двутавров / ЦНИИПСК им. Мельникова. – М., 1981.
5. Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Юрченко В.В. Расчетные модели фланцевых соединений рамных узлов металлических конструкций и их программная реализация в SCAD office / Э.З.Криксунов, А.В.Перельмутер, В.В. Юрченко // Бюллетень строительной техники. – 2010. – № 1. – С. 56–59.
 6. Сон М.П. Экспериментальные исследования прочности фланцевых соединений / М.П.Сон // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2018. – 14(4). – С.348-356.
DOI: 10.22363/1815-5235-2018-14-4-348-356
<https://docplayer.ru/139541780-Eksperimentalnye-issledovaniya.html>
 7. Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I. Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154.
<http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf>
 8. Semchuk I.Y., Nilova T.O. Stress-strain state of beam corrugated web under patch loading // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 53-61.
<http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-102/08-102.pdf>
 9. Bilyk Sergiy, Tonkacheiev Vitaliy. Determining sloped-load limits inside von Mises truss with elastic support. *Materiali in tehnologije., Ljubljana, Slovenija* 52 (2018), 105-109, doi:10.17222/mit.2016.083
<http://mit.imt.si/Revija/izvodi/mit182/bilyk.pdf>
 10. Білик С. І., Бут М. О., Шпинда В. З. Аналіз розрахунку болтів фланцевого з'єднання в умовах складного напружено - деформованого стану / Білик С. І., Бут М. О., Шпинда В. З. // : Зб. наук. праць УНДПІСК ім. В. М. Шимановського. – К. : Вид-во “Сталь”, 2014. – Вип. 4. – С. 76–84.
 11. Jaspart J. P. General report: session on connections // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2000. – Vol. 55. – P. 69–89.
<http://orbi.uliege.be/bitstream/2268/29809/1/analytical%20study.pdf>

12. **Jaspart J.P., Demonceau J.F. Luu H.N.N.** Numerical, analytical and experimental investigations on the response of steel and composite buildings further the loss of a column // *Conference: Colloquium on structural design of constructions subjected to exceptional or accidental actions, Belgium Bruxelles, 2008*. – P.69-90
<https://www.researchgate.net/publication/265927297>
13. **Urbonas K., Daniunas A.** Component method extension to steel beam-to-beam and beam-to-column knee joints under bending and axial forces // *Journal of Civil Engineering and Management*.-2005. – 11(3) - P. 217-224.
DOI: 10.1080/13923730.2005.9636353
<https://www.tandfonline.com/doi/pdf/10.1080/13923730.2005.9636353>
14. **Daurov M.K., Bilyk A.S.** Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 62-68.
<http://repository.knuba.edu.ua/bitstream/handle/987654321/4701/07-102.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
15. **Gorodetsky A. S, Pikul A.V. Pysarevskiy B. Y.** Modelling of soil behavior in dynamic load // *International Journal for computational Civil and Structural Engineering*. 2017. – 13(3).- C.34-41.
16. Capacity design of steel joints progettazione in capacità dei giunti in acciaio // *Vild M., Bajer M., Wald F. Šabatka L., Kolaja D./ XXVII CONGRESSO C.T.A. - 2019 - 8 p*
https://www.eiseko.com/public/mat/file/IDEA/Depliant/Capacity_design_of_steel_joints_fil.pdf
3. Recommendations for the calculation, design, manufacture and installation of flange joints of steel building structures / *"Indsteelstructure"; N.P. Melnikov Central Research and Design Institute of Steel Structures*. - M., 1988. – P. 83.
4. Guidelines for the design, manufacture and assembly of mounting flange connections of roof trusses with chords of wide flange I-beams / *N.P. Melnikov Central Research and Design Institute of Steel Structures*. - M., 1981.
5. **Kriksunov E.Z., Perelmuter A.V., Yurchenko V.V.** Design models of flange connections of frame joints of metal structures and their software implementation in SCAD office / *E.Z. Kriksunov, A.V. Perelmuter, V.V. Yurchenko // Bulle-shadow of construction equipment*. - 2010. - No. 1. - P. 56–59.
6. **Son M.P.** Experimental studies of the strength of flange connections / *M.P. Son // Structural mechanics of engineering structures and structures*. - 2018 - 14 (4). - P. 348-356.
DOI: 10.22363 / 1815-5235-2018-14-4-348-356
<https://docplayer.ru/139541780-Eksperimentalnye-issledovaniya.html>
7. **Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I.** Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154
<https://154.library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf>
8. **Semchuk I.Y. , Nilova T.O.** Stress-strain state of beam corrugated web under patch loading // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 53-61.
<http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-102/08-102.pdf>
9. **Bilyk Sergiy, Tonkacheiev Vitaliy.** Determining sloped-load limits inside von Mises truss with elastic support. *Materiali in tehnologije., Ljubljana, Slovenija* 52 (2018), 105-109,
doi:10.17222/mit.2016.083
<http://mit.imt.si/Revija/izvodi/mit182/bilyk.pdf>
10. **Bilyk SI, But MO, Shpynda VZ.** Analysis of the calculation of bolts of the flange connection in conditions of a complex stress - strain state / Bilyk SI, But MO, Shpynda VZ. WITH. //: *Coll. Science. works UNDPISK them. VM Szymanowski*. - K.: Rel. "Steel", 2014. - Rel. 4. - P. 76–84

REFERENCES

1. EN 1993-1-8 (2005) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints [Authority: *The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC*]
<https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1993.1.8.2005-1.pdf>
2. Joints in Steel Construction Moment Connections. *The Steel Construction Institute*, 1997.
https://www.steelconstruction.info/images/5/5d/SCI_P398.pdf

11. Jaspart J. P. General report: session on connections // *Journal of Constructional Steel Research*. –2000.–Vol. 55.–P.69–89.
<http://orbi.uliege.be/bitstream/2268/29809/1/analytical%20study.pdf>
12. Jaspart J.P., Demonceau J.F. Luu H.N.N. . Numerical, analytical and experimental investigations on the response of steel and composite buildings further the loss of a column // *Conference: Colloquium on structural design of constructions subjected to exceptional or accidental actions, Belgium Bruxelles2008*,. –P.69-90
<https://www.researchgate.net/publication/265927297>
13. Urbonas K., Daniunas A. Component method extension to steel beam-to-beam and beam-to-column knee joints under bending and axial forces // *Journal of Civil Engineering and Management*.-2005. – 11(3) - P. 217-224
DOI: 10.1080/13923730.2005.9636353
<https://www.tandfonline.com/doi/pdf/10.1080/13923730.2005.9636353>
14. Daurov M.K., Bilyk A.S. Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 62-68.
15. Gorodetsky A. S, Pikul A.V. Pysarev-skiy B. Y. Modelling of soil behavior in dynamic load // *International Journal for computational Civil and Structural Engineering*. 2017. – 13(3).- C.34-41.
16. Capacity design of steel joints progettazione in capacità dei giunti in acciaio // *Vild M., Bajer M., Wald F. Šabatka L., Kolaja D. //XXVII CONGRESSO C.T.A.-2019 - 8 p.*
https://www.eiseko.com/public/mat/file/IDEA/Depliant/Capacity_design_of_steel_joints_fil.pdf

Improvement of the method of calculation of welds of flange joints with stiffeners of steel trusses with chs elements

*Serhiy Bilyk, Artem Bilyk,
Valeriy Nujnyy, Eugen Tsyupyn,
Tetyana Kluchnichenko*

Summary. In this article, an engineering method has been developed for determining the forces in the welds of a flange connection with stiffening

ribs of steel trusses with the elements made of circular hollow sections (CHS). Flange joints of truss chords, in which the calculated tensile force occurs, are considered. The methodology is based on the working hypothesis that tensile forces are perceived by the welded joint along the CHS-element's end, which connects the CHS-element to the flange, and welded joints to attach the stiffeners (ribs) to the flanges. This design of the flange with stiffeners allows the force to be transferred evenly from the flange to the CHS-elements of the steel trusses.

In such a unit, the transfer of force occurs through the welded joints from the flange to those cut-in by the stiffeners and through the welded joints of the CHS-element's end to the flange.

The methodology is based on working hypotheses. First, the tensile forces are perceived by the welded joints along the CHS-element's end and along the end faces of the cruciform stiffeners according to the laws of force equilibrium conditions: the forces from the bolts are balanced by the forces in the welded seams.

The second hypothesis is such that along the ends of the CHS-element, the forces in the welds are distributed unevenly: in direct proportion to the distance from the bolt to the weld of the CHS-element contour.

The analytical formulae of the distribution of forces in the welded flange connection between the stiffeners and the CHS-element of the trusses chord are obtained. Also, analytical formulae of the uneven distribution of forces in welds along the ends of the CHS-element, which will connect it to the flange, are obtained.

These patterns are confirmed by the calculation of the flange unit with cut-in stiffeners using the finite element method.

By two methods, a good qualitative agreement was obtained in the numerical ratios of the uneven distribution of forces in the welded joints of the truss CHS-element attached to the flange. The calculation method can be universal and extended to several types of design solutions for flange welded joints with cut-in ribs of steel trusses with CHS-elements.

Keywords. Flange joints; stresses; welds; tension forces; steel trusses; CHS stiffeners.

Концептуальні особливості атрибуції стратегічних планів стейкхолдерів будівельної галузі

Ганна Шпакова¹, Андрій Шпаков²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹shpakova.gv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0003-2124-0815>

²shpakov.av@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-7498-4271>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.66-75

Анотація. В статті розглянуто стратегічні напрямки розвитку будівельної галузі в умовах слідування імперативам сталого розвитку на засадах екологізації виробництва.

Дослідження стосується аналізу сьогочасних трансформацій діяльності всіх стейкхолдерів будівельного комплексу, в тому числі розробки стратегічних концептів девелоперських компаній.

Розглянуто передумови розвитку екобудівництва і шляхи впровадження його в Україні, враховуючи міжнародний досвід.

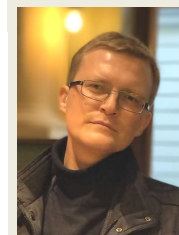
Описано системи добровільної сертифікації будівельної продукції, яка відповідає поняттю «зелене будівництво», наведено критерії оцінювання готової будівельної продукції та проаналізовані причини відсутності сертифікацій організаційно-технологічних рішень під час зведення об'єктів.

В статті проаналізовано проблеми розвитку екодевелопменту. Однією з основних причин вказана лінійна модель економіки, на принципах якої здебільшого продовжує існувати вітчизняна галузь. Організація галузевих зв'язків на принципах дії циркулярної моделі економіки дозволяє слідувати постулатам сталого розвитку, прийнятими до виконання урядом країни в стратегії розвитку на найближчий час. Тому розвиток баз збирання, сортування та переробки відходів, а саме, будівельного брухту, є не просто перспективним сектором економічного зростання, а необхідністю розвитку галузі.

Наведено залежність між ефективністю будівельної продукції будь-якого періоду її життєвого циклу та прийнятими початковими проектними рішеннями, надано визначення успішного будівельного продукту в умовах



Ганна Шпакова
професор кафедри будівельних технологій
д.е.н., доцент



Андрій Шпаков
доцент кафедри менеджменту в будівництві
к.т.н., доцент

досягнення ефективності кожним корпоративним учасником конгломерату. В результаті проведеного порівняння цілей сталого розвитку з основними принципами дії циркулярної моделі економіки запропоновано ключові напрямки трансформаційного перетворення галузі на шляху до екологізації виробництва. Зокрема наведено адаптаційні механізми та царини започаткування ринку нових послуг для девелоперських компаній різного спрямування: фі-девелопмент, ленд-девелопменту та сервейінгу.

Ключові слова. Будівництво; девелопмент; життєвий цикл об'єкта; циркулярна економіка; рециклінг; функціональна трансформація.

ВСТУП

Будівельна галузь разом з промисловістю будівельних матеріалів інтенсивно та безперервно використовує великі обсяги природних ресурсів та генерує в процесі своєї діяльності велику кількість будівель-

них відходів. Завдяки цьому будівництво створює все більше еколого-соціальних проблем, оскільки будівельна галузь разом з обслуговуючими і підтримуючими виробництвами грає ключову роль в використанні ресурсів. Також важливим фактом є те, що будівництво, нерухомість – це клас активів з високим рівнем енергоспоживання: біля 40% світової енергії, що призводить до утворення 30% річних викидів парникових газів [1]. Пошук методів екологізації будівництва та експлуатації будівель та споруд на основі принципів сталого розвитку, а також забезпечення врахування економічних інтересів всіх стейкхолдерів процесу девелопменту будівельних проєктів є вкрай важливим та актуальним завданням.

Для визначення шляху реформації девелоперської діяльності слід чітко виокремити тенденції ринку, потреби економіки в реорганізації діючих моделей під стратегічні цілі [2, 3]. Одним з трендових, а сьогодні вже життєво необхідних напрямків є еко-будівництво, що враховує особливості навколишнього середовища, параметри якого необхідно враховувати на кожному етапі, використовуючи агреговані моделі для прогнозування на більш тривалий період [4].

МЕТА І МЕТОДИ

Поняття «девелопмент» (часто це скорочення від «девелопмент нерухомості» – від англ. *development* – «вдосконалення, розвиток») – це підприємницька діяльність, спрямована на створення або покращення, вдосконалення об'єкту нерухомості (будівлі, земельної ділянки) для збільшення його вартості та подальшого продажу або оренди. Якщо комерціалізувати поняття, то під «девелопментом» можна розглядати будь-яку підприємницьку діяльність, пов'язану з реконструкцією або зміною існуючої будівлі чи земельної ділянки, що призводить до збільшення їх вартості. У принципі, девелопментом є не тільки будівництво і реконструкція, а й ремонт будівлі або приміщення – в тому випадку, якщо він підвищує ціну продажу або орендну ставку [5, 6]. Такий девелопмент називається реновація.

За своєю суттю поопераційного виконання девелопмент – це процес реалізації проєкту, яким займаються компанії, що інвестують кошти в будівництво і / або керують даним процесом.

У світі вже давно визнано, що управління проєктами – особлива область менеджменту, застосування якої дає відчутні результати. Професіонали в цій галузі високо цінуються, а сама методологія управління проєктами стала фактичним стандартом управління на багатьох підприємствах і застосовується в тій чи іншій мірі практично у всіх великих корпораціях [7]. Нормативною базою в 2012 році стали прийняті стандарти управління проєктами ANSI PMI PMBOOK (*Project Management Body of Knowledge*) *Guide*, в які адаптовано і стандарт управління проєктами ISO 10006. Та наявність стандарту управління проєктами з огляду на актуальність та різноманіття екологічних проблем будівельної галузі, її значну роль в світовій економіці не дає можливості вирішити окремі питання екологізації і сталості розвитку будівельної галузі.

Паралельно з цим в розвинених країнах Європи успішно застосовується Схема екологічного менеджменту й аудиту (EMAS – *Eco-Management and Audit Scheme*), основним завданням якої є підвищення рівня і поліпшення діяльності організацій щодо навколишнього середовища та забезпечення відповідною інформацією громадськості й інших зацікавлених сторін [8, 9].

Нормування екологічних параметрів в діяльності будівельної галузі в основному стосуються екологічної, енергетичної та економічної ефективності так званих «Зелених будівель» (*green building*) і розробляються як системи добровільних рейтингових сертифікацій. Найвідомішими з них є англійська BREEAM і американська LEED, німецька DGNB [8, 10]. Механізми цих систем в свою чергу розроблені на основі моніторингу показників довкілля, а саме: спостереження за станом біосфери, оцінка та прогноз її стану, виявлення факторів і джерел впливу, визначення ступеня антропогенного впливу на навколишнє середовище, тобто спрямовані на період життєвого

циклу об'єкту від моменту введення в експлуатацію.

Проте екологічна оцінка конструктивних та організаційно-технологічних рішень повинна надаватись ще на стадії проектування та будівництва [11, 12]. Цей період життєвого циклу будівлі чи споруди системами добровільних сертифікацій, а також і вітчизняною екологічною експертизою, майже не освітлено. І цьому є ряд причин: по-перше, організаційні, але частіше технологічні рішення зі зведення об'єкта можуть уточнюватись, змінюватись вже на етапі будівництва з ряду об'єктивних умов. По-друге, період зведення об'єкту є короткостроковим в порівнянні з періодом експлуатації та динамічним у відношенні змін ступеню готовності. Все це ускладнює проведення моніторингу сертифікованими аудиторами. Тому дієвим механізмом контролю за дотриманням або добровільним слідуванням екологічності будівництва є запровадження політики екоменеджменту всіма учасниками будівельного комплексу.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

Для вітчизняної будівельної галузі процес запровадження екологічного менеджменту або екодевелопменту ускладнюється привалюванням галузевих відносин, орієнтованих на застарілу модель економіки – лінійну. Враховуючи запровадження принципів сталого розвитку в діяльність сучасного будівельного комплексу, неминуче постане проблема переорієнтації виробництва в нових реаліях обмеженості ресурсів та умовах дії імперативів циркулярної економіки [5, 13, 14].

Лінійна модель вітчизняної економіки, яка залишилась в країні у спадок від пост-індустріальних революцій, передбачає зростання витрат ресурсів прямо пропорційно до обсягів виробництва, що суперечить завданню збереження цінних природних ресурсів. Циркулярна (або кругова) економічна модель базується на засадах безперервного обороту технічних і біологічних матеріалів при виробництві [9, 15].

Модель циркулярної економіки, як найбільш адаптованої до умов сталого розвитку, ґрунтується на імперативах, спрямованих на подовження тривалості життєвого циклу продукції, мінімізацію долі первинних ресурсів у її виробництві та технологічність рециклінгу матеріалів [12, 16].

Застосовуючи принципи циркулярної економіки до будівельної галузі окреслюються наступні перспективні напрямки діяльності будівельних підприємств:

1. ринок девелоперських компаній, які б не тільки супроводжували об'єкт як забудовники, а й були власниками-орендодавцями, що володіють об'єктами протягом тривалого терміну експлуатації;

2. ринок переробних підприємств, орієнтованих саме на рециклінг будівельних елементів, переробку брухту і випуск матеріалів та конструкцій з вторинної сировини для тієї ж будівельної галузі;

3. ринок інноваційних ідей, тобто впровадження та використання передового наукового досвіду в царині енергоощадності, ресурсозбереження для створення урбанізованого простору еколого-соціального спрямування на всіх етапах виробництва продукції;

4. ринок будівельних конгломератів – об'єднань учасників будівельного ринку в комплексну мережу навколо єдиного продукту з метою створення прибуткового продукту протягом всього його життєвого циклу.

Слід відзначити, що всі перераховані напрямки спрямовані на впровадження в виробництво основного імперативу сталого розвитку – збільшення терміну експлуатації продукції.

Тепер докладніше слід розглянути запропоновані напрямки.

Орендування полягає в якісній зміні виробничих відносин: споживач відповідально ставиться до продукції (не викидає товар, не руйнує) оскільки не купував його, а брав в оренду чи на прокат і має повернути після закінчення строку угоди. Тобто основою принципу орендування є залучення у взаємини між забудовником та споживачем механізму орендування будівельного

об'єкта, а не володіння, що накладає на орендатора обов'язок піклуватись за станом об'єкта та зацікавленість в подовженні його терміну експлуатації. Споживач зі свого боку прагне отримати товар, який потребує якомога менших інвестиційних ресурсів протягом тривалого часу експлуатацію при тривалій оренді. Звідси виникає зацікавленість забудовника або девелопера вкладати кошти в енергоощадні проекти на стадії їх розробки та будівництва і отримувати не разовий прибуток під час реалізації, а тривалий (інколи відтермінований в часі) при умові мінімальних витрат на утримання. Слід зауважити, що досить часто отримати запланований прибуток складно, оскільки різниця між вкладеними в дороговартісні енергоощадні технології коштами та ціною, запропонованою на пересиченому конкурентними пропозиціями ринку, мінімальна або і від'ємна взагалі.

Вторинна переробка будівельного брухту відповідає принципу сталого розвитку про збагачення без споживання, коли за рахунок переробки ресурсів відбувається економічне зростання без зростання споживання природних ресурсів. В будівництві – це переробка і вторинне використання будівельних матеріалів. На сьогодні ж майже все будівельне виробництво в Україні працює за лінійною моделлю: використання копалин при виготовленні будівельних матеріалів та конструкцій, утилізація на звалищах з частковим рециклінгом будівельного лому в інфраструктурному будівництві [12, 15, 16]. На противагу нам Європа повторно використовує до 90% будівельних відходів. Для нейтралізації негативного впливу на навколишнє середовище з боку будівельної галузі в світі використовуються механізми рециклінгу будівельних відходів, що виникають в результаті зведення, реконструкції або знесення будівельних об'єктів. У більшості випадків будівельний лом використовується як заповнювач при спорудженні нових будівель і споруд, в дорожньому будівництві. Частина переробленої сировини використовується повторно.

Сьогодні стратегія ресурсозбереження в будівельному комплексі передбачає збільшення частки рециклінгу будівельних відходів, тобто повернення їх основної частини в процес техногенеза після переробки в якості вихідної сировини. Економічний аспект рециклінгу має сприяти зниженню вартості будівельної продукції. Проте поява витрат на переробку вторинної сировини, модернізацію виробничо-технічної бази, інвестицій в наукоємні дослідження і розробки не сприяють збільшенню прибутку, а навпаки, ведуть до зростання собівартості будівельної продукції, якщо економічна модель виробництва – лінійна. Тому сьогодні Україна при сучасному рівні розвитку інфраструктури переробних підприємств та їх технологічного оснащення отримує прибутки шляхом експорту сміття, в тому числі й будівельного брухту, в екологічністю та технологічно розвинуті країни, залишаючи на своїй території процес сортування та утилізації «важких» відходів.

На початковому етапі реалізації цього напрямку слід перейняти передовий світовий досвід та підтримати вітчизняні підприємства, які вже розпочали модернізацію своїх підприємств. Звичайно потрібно в рамках державних програм залучати механізму трансферу технологій, щоб не втрачати еволюційний час. Паралельно для науковців та дослідників відкривається грантова перспектива створення нових матеріалів і конструкцій з відновленої сировини та розробка нормативної будівельної бази для їх широкого використання. Такий тандем науки та виробництва, а також трансфер існуючих передових технологій дозволяє створити базу максимально ефективних архітектурно-конструктивних, організаційно-технологічних рішень, які становитимуть основу ринку інновацій в будівельній галузі.

Проте ефективність продукції, яку для кожного з учасників на будь-якому етапі життєвого циклу будівельного об'єкту можна оцінити розміром отриманого прибутку, досягається лише за умови зацікавленості всіх учасників в корпоративності успіху нової продукції: девелопера (організатора),

проектувальника, виробників будівельних матеріалів і конструкцій, постачальників, безпосередньо будівельників та експлуатаційної компанії. Успішна реалізація досягається за рахунок досягнення максимального ефекту на всіх етапах виробництва, тобто діє корпоративний принцип «твій успіх – мій успіх».

Але найскладнішим для реалізації в сучасних українських та й світових реаліях зокрема є створення продукту з тривалим терміном експлуатації. Принцип довговічності, закладений в ідеї сталого розвитку, – це вимога більш довгого життєвого циклу продукту, яка має на меті налагодження випуску продукції з більшим строком споживання, є конфронтаційним по відношенню до ідеї параметризації, закладеної в основу всього сучасного бізнесу. Фіксований або параметрично встановлений термін служби продукції гарантує виробнику стабільний обсяг випуску продукції протягом періоду потреби людства в цьому продукті. Виробництво ж довговічних товарів вимагає від виробника додаткових витрат і позбавляє «швидкого» прибутку. Проте слід враховувати, що параметр часу для будівельної продукції відмінний від часових меж використання більшості промислових товарів та виробів. Нормативна тривалість експлуатації будівельних об'єктів коливається в межах 10-150 років, а побутової техніки – до 5 років гарантії [17]. Тому питання довговічності будівельної продукції в більшості випадків буде стосуватись окремих елементів, а не комплексів – будівель і споруд.

В такому разі симбіоз ідеї параметризації окремих елементів та принципу сталого розвитку з продовженням життєвого циклу будівельного об'єкта в цілому, впроваджений за допомогою технологій BIM-проекування (*Building Information Model*) сприяє актуалізації розробок архітектурних, конструктивних та технологічних рішень, направлених на подовження терміну експлуатації не тільки після реконструкції (модернізації) шляхом підсилення або заміни елементів, але можливості функціональної трансформації об'єкта протягом життєвого циклу за вимогами ринку.

Концепт функціональної трансформації полягає в зміні за потреби функціонального навантаження на будівельний об'єкт шляхом зміни внутрішніх (та/або частково зовнішніх) архітектурно-конструктивних рішень з мінімізацією інвестиційних коштів [15, 18]. Такий підхід на стадії розробки проєктних рішень відкриває додаткові шляхи для отримання прибутку девелоперу-орендодавцю в майбутньому.

Сама ж реалізація концепту базується на принципі уніфікації типів конструкцій, конструктивних схем об'єктів з метою подальшої розробки та аналізу варіантів уніфікованих проєктно-конструктивних та технологічно-організаційних рішень. Для впровадження концепту функціональної трансформації на принципах сталого розвитку оптимальним інструментарієм варіативного проєкування є BIM-моделювання [19].

Закладання на етапі початкового проєкування механізмів трансформації об'єкта у вигляді спеціальних архітектурно-конструктивних рішень надасть в подальшому конкурентні переваги в вигляді мінімізації інвестиційних витрат на реконструкцію та модернізацію, а саме: скорочення термінів і вартості виконання проєктних і будівельно-монтажних робіт в період реконструкції або модернізації об'єкта при зміні пріоритетів на ринку нерухомості, оперативно виконувати контроль вартості будівельного активу.

Зазвичай проєкування об'єктів з додатковими конструктивно-технологічними особливостями потребує більших витрат часу. Але закордонні компанії ці часові витрати компенсують на етапі будівництва за рахунок детального опрацювання організаційно-технологічних рішень засобами візуалізації в період розробки ПОБ та ПВР, тобто за рахунок зниження ризиків виникнення «форс-мажорних» обставин через неузгодження організаційно-технологічних рішень. Серійне запровадження концепції функціональної трансформації об'єктів протягом життєвого циклу дозволить розробляти ресурсозамінні конструктивні елементи за принципами параметризації із

залученням механізмів рециклінга з метою зниження обсягів залучення нових природних ресурсів [15, 20]. З часом при заміні конструктивних елементів для введення об'єкта в експлуатацію з новим функціональним призначенням потрібно застосувати технології рециклінга в виготовленні будівельних елементів. Такий підхід на стадії розробки проєктних рішень відкриває додаткові шляхи отримання прибутку девелоперу-орендодавцю в майбутньому.

Але зменшення споживання ресурсів в будівельній галузі забезпечується не лише за рахунок технологій, пов'язаних з подовженням терміну експлуатації об'єктів, зниження витрат на їх експлуатацію шляхом впровадження нових інженерних мереж та теплоізоляційних матеріалів. Є багато досліджень, які доводять економічні ефекти від залучення ще на стадії проєктування знань про природні процеси, що відбуваються на певній території, фізичні властивості матеріалів, кліматологію та термодинаміку. Таким чином, система екоменеджменту будівельної галузі є складна і багаторівнева система з додатковими підсистемами, що відповідають за вирішення окремих задач, взаємодіють між собою та взаємодіють.

Використання прийому декомпозиції цілей призводить до впровадження в життя системи додаткових підцілей, орієнтованих на систему екоменеджменту, сформовану під функціонал інституційних учасників (відомств, установ і організацій) і їх середньострокові цілі і завдання. А в рамках розгляду будівельної галузі інституційна участь державних органів полягає в забезпеченні первинних умов розвитку виробництва на засадах біосферосумісності шляхом додання екологічних стандартів в стратегічні плани як обмежуючі (стримуючі) фактори.

В результаті поетапного аналізу підсистем та пов'язаних з ними розрахунків діапазон оптимальних рішень з екоменеджменту, модернізації, реновації, які необхідно прогнозувати та змодельовувати наслідки від їх впровадження, буде відносно невеликим

через поступове накладання обмежень на кожному попередньому етапі.

Оскільки концепція сталого будівництва передбачає створення переваг будівельних об'єктів не тільки на стадії зведення, а також і експлуатації за рахунок зменшення споживання енергії, води, створенні комфортних та якісних умов проживання і роботи в них, то для виокремлення перспективних напрямків, їх кваліфікованої оцінки та варіативного проєктування (порівняння проєктних рішень) слід враховувати також вартість життєвого циклу об'єкту – *Life cycle costing (LCC)*. В розвинутих країнах це звичайна практика, але вітчизняними проєктними організаціями цей підхід не використовується, оскільки він не має офіційного статусу.

Для масового поширення такого підходу до розробки проєктів в Україні на сьогодні має бути єдиний інструментарій вартісної оцінки рішень, пов'язаних з часовою складовою (життєвий цикл об'єктів – довгострокова часова компонента) та інноваційною технологічною складовою (на кшталт використання переробленого будівельного брухту або процесів рециклінгу). Додатковою передумовою для впровадження є, по-перше, наявність належно діючої системи контролю та покарання за недотриманням екологічних норм; по-друге, формування колективної соціально-екологічної свідомості спільноти, спрямованої на підтримку нематеріальних цінностей; по-третє, зниження вартості переробки вторинної сировини та процесів відновлення будівельних конструкцій та матеріалів. Шляхом створення зазначених передумов є централізоване запровадження системи обов'язкової переробки будівельного брухту і його рециклінгу, підпорядкування проєктних технологічних та економічних рішень екологічним обмеженням і принципу збалансованого природокористування; технологічне переозброєння будівельного виробництва під екологічним контролем з боку держави і територіальної громади. Запровадження технологій рециклінгу будівельних конструкцій і матеріалів відкривають напрямки розвитку в царині розробки та

виготовлення нових будівельних конструкцій, матеріалів повного циклу з вторинної сировини з дотримання принципів збереження й відновлення природних ресурсів для впровадження.

Практичним інструментарієм впровадження має стати розроблений модуль еколого-економічного механізму оцінки біосферосумісності, який дозволить виявити залежності між основними позитивними та негативними критеріями впливу на біосферосумісність будівництва (в тому числі оцінити ступінь ресурсоемності будівництва, енергоефективність та ступінь замкнутості ресурсів або коефіцієнт рециклінгу), враховуючи їх синергетичний ефект при блокуванні та здатність до експоненціального взаємного згладжування, а також надасть змогу прогнозувати показники цих критеріїв в певний момент часу. Найбільш зацікавленою стороною при реалізації будівельних проєктів повного циклу на основі принципів біосферосумісності є девелопери, оскільки девелопмент є сучасним та перспективним видом послуг, які надаються суб'єктами економічної діяльності в галузі будівництва [15, 21].

Девелоперам вже сьогодні слід аналізувати тенденційність ринку нерухомості та розробляти стратегії реалізації бізнес-моделей на майбутнє. Для різних зацікавлених груп забудовників існують наступні напрямки діяльності на ринку:

- для фі-девелопменту, де компанія-девелопер не є власником об'єкта, який зводиться, а займається чистим девелопментом, без функцій інвестування чи/або утримання частково побудованого об'єкта на балансі, – оптимальною є реалізація проєктів екологічної нерухомості на етапі будівництва з відповідним PR-супроводом – сертифікацією за найпоширенішими системами;

- для ленд-девелопменту або спекулятивного девелопменту (*speculative development*), де компанія-девелопер зводить комерційну нерухомість, з повною відповідальністю виступаючи як організатор проєкту та його власник/співвласник, – слід передбачати архітектурно-планувальні рішення

щодо експлуатації об'єкту протягом тривалого часу з мінімальними витратами на його функціонування (утримання) [15, 18];

- для сервейінгової компанії, яка може супроводжувати інвестора від стадії проєктування об'єкту нерухомості, його зведення і протягом всього життєвого циклу до моменту реалізації чи знесення, спрямовуючи свою діяльність на отримання максимально прибутку від експлуатації будівлі, актуальними будуть універсальні об'ємно-планувальні рішення, розроблені на основі концепції функціональної трансформації.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отже, основна діяльності будівельних підприємств галузі сьогодні повинна бути спрямована на:

- збільшення строків служби окремих елементів та об'єктів в цілому;

- збільшення частки вторинної сировини в загальному обсязі будівельних матеріалів і виробів;

- розвиток наукомістких технологій проєктування, виробництва, будівництва та експлуатації будівель і споруд, а також розвиток концептуальних напрямів трансформації об'єктів протягом життєвого циклу;

- пошук нових форм управління з метою отримання прибутків в умовах циркулярної економіки;

- і, вже традиційне, пошук методів та засобів зменшення споживання ресурсів – первинних та вторинних.

При розробці концепцій розвитку девелоперським компаніям слід орієнтуватись на циркулярну модель економіки та її закони. Одним з основних принципів циркулярної моделі є принцип відтермінованого прибутку, коли витрати на виробництво компенсуються на стадії сервісу і підтримки продукту. Тобто замість єдиноразового отримання прибутку від продажу кінцевої продукції – будівельного об'єкту, виробник – забудовник, залишається власником і отримує кошти як орендодавець протягом тривалого часу оренди, намагаючись мінімізувати експлуатаційні витрати на утримання даного об'єкта. Такий підхід сприяє

залученню енергоефективних, ресурсозбережних технологій та систем можливої функціональної трансформації вже на стадії розробки первинного проєкту.

ЛІТЕРАТУРА

1. BNP Paribas Real Estate. Sustainable investment: the future of real estate (2018). – <https://www.realestate.bnpparibas.com/sustainable-investment-future-real-estate>.
2. Ottman J.A., Reilly W.R. (2006). Green Marketing: Opportunity for Innovation. Booksurge Ltd. P. 288. [in English].
3. Бібік Н. В. Екологічне будівництво як інноваційний підхід формування сталого розвитку України // *Економіка будівництва і міського господарства*, 2014. – Том 10. № 1. – С. 23-29.
4. Shpakova H. Strategy of global restriction: eco-development instead of economic growth // *International Independent Scientific Journal* № 12 (2020). P.5-7.
5. Орловська Ю. В., Яковишина Т. Ф., Орловський Є. С. Зелене будівництво як складова політики ЄС щодо розвитку циркулярної економіки. // *Східна Європа: економіка, бізнес та управління*. [Електронний журнал]. 2014. Вип. 5(05). С. 365 – 371. http://www.easterneurope-ebm.in.ua/journal/5_2016/70.pdf.
6. Mohan Munasinghe. Sustainable Development Triangle [Electronic source] (2016) – https://www.researchgate.net/publication/295539679_Sustainable_Development_Triangle.
7. Nelles, M., Grünes, J., Morscheck, G. Waste Management in Germany – Development to a Sustainable Circular Economy? // *Resources, Conservation and Recycling*. 2016. Vol. 35, pp. 6 – 14. – <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1878029616300901>
8. Системы сертификации зеленого строительства. Компания Commercial Property (2020). – <https://commercialproperty.ua/cp-articles/sistemy-sertifikatsii-zelenogo-stroitelstva>.
9. Chris Dedicoat. Circular economy: what it means, how to get there (2016). – *World economic forum*. – <https://www.weforum.org/agenda/2016/01/the-importance-of-a-circular-economy>.
10. «Зеленая» сертификация зданий: pro i contra (2020). – <https://profbuild.in.ua/ru/stati/1234-zelenaya-sertifikatsiya-zdanij-pro-i-contra>.
11. Лялюк О. Г., Ратушняк О. Г. Оцінка екологічного життєвого циклу будівельної продукції. // *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*, 2014. – № 1. – С.136-140.
12. Пиріков О. В. Сучасний рециклінг твердих побутових відходів: Економіко-екологічні аспекти // *Науковий вісник Херсонського Державного Університету*, 2014. – №9-1. – С. 70.
13. Magdalena Pichlak. Circular economy-A conceptual model [electronic source] (2018). – https://www.researchgate.net/publication/327693839_Circular_economy-A_conceptual_model.
14. Євдокимов В., Олійник О., Ксендзюк В., Сергієнко Л. Кругова економіка як альтернативна екологічно орієнтована економічна концепція для України. // *Економіста*, 2018, №3. С. 347-362. – <http://www.ekonomista.info.pl/?rok=2018&nr=3&t=2&lang=1>.
15. Шпакова Г.В. Еколого-економічний механізм розвитку біосферосумісного будівництва в Україні: теорія, методологія, практика [Текст]: монографія / Г. В. Шпакова. – К.: Видавничий дім «АртЕк», 2019. – 340 с.
16. Шпакова Г.В. Шляхи і можливість переробки будівельних відходів в Україні // *Будівельне виробництво*. Київ: НДІБВ, 2012. – Вип. 54. – С. 22-26.
17. СОУ ЖКГ 75.11 – 35077234. 0015:2009. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків. – 49 с.
18. Шпакова Г.В. Планувально-технологічна концепція одно- та багатоядерних будівельних об'єктів багатофункціонального призначення на принципах модульності // *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: зб. наук. праць*. Київ: КНУБА, 2019. – Вип. 39/1. – С. 94-97. DOI: 10.32347/2707-501x.2019.39.
19. Шпакова Г.В. Впровадження ВІМ-технологій з адаптацією до економіко-екологічної спрямованості сталого розвитку // *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин*. Київ: КНУБА, 2018. – Вип. 37. – С. 109-116.
20. Шпакова Г.В. Застосування ВІМ при функціональній трансформації об'єктів в період експлуатації із використанням рециклінгу //

Будівельне виробництво. Київ: НДІБВ, 2019. – Вип. 67. – С. 75-78.

21. **Венгіна О.С.** Моделі та методи управління змістом проекту редевелопменту з урахуванням інтересів стейкхолдерів: дис. ... канд. техн. наук : 05.13.22 / Харківський національний університет міськ. госп., Харків, 2018. – 173 с.

REFERENCES

1. BNP Paribas Real Estate. Sustainable investment: the future of real estate (2018). <https://www.realestate.bnpparibas.com/sustainable-investment-future-real-estate>.
2. **Ottman J.A., Reilly W.R.** (2006). Green Marketing: Opportunity for Innovation. Booksurge Ltd. P. 288. [in English].
3. **Bibik N.V.** Ekolohichne budivnytstvo yak innovatsiyni pidkhid formuvannia staloho rozvyt-ku Ukrainy // *Ekonomika budivnytstva i miskoho hospodarstva*, 2014. – Tom 10. № 1. – S. 23-29.
4. **Shpakova H.** Strategy of global restriction: eco-development instead of economic growth // *International Independent Scientific Journal № 12* (2020). P.5-7.
5. **Orlovska Yu.V., Yakovyshyna T.F., Orlovskiy Ye.S.** Zelene budivnytstvo yak skladova polityky YeS shchodo rozvytku tsyrkuliarnoi ekonomiky. // *Skhidna Yevropa: ekonomika, biznes ta upravlinnia. Elektronnyi zhurnal*. 2014. Vyp. 5(05). S. 365 – 371. http://www.easterneurope-ebm.in.ua/journal/5_2016/70.pdf.
6. **Mohan Munasinghe.** Sustainable Development Triangle [electronic source] (2016). – https://www.researchgate.net/publication/295539679_Sustainable_Development_Triangle.
7. **Nelles, M., Grünes, J., Morscheck, G.** Waste Management in Germany – Development to a Sustainable Circular Economy? Resources, Conservation and Recycling. (2016). Vol. 35, pp. 6 – 14. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1878029616300901>. [in English].
8. Systemy sertyfikatsyy zelenoho stroytels-tva. *Kompani Commercial Property* (2020). – <https://commercialproperty.ua/cp-articles/sistemy-sertifikatsii-zelenogo-stroitelstva>.
9. **Chris Dedicat.** Circular economy: what it means, how to get there (2016). – *World economic forum*. – <https://www.weforum.org/agenda/2016/01/the-importance-of-a-circular-economy>. [in English].
10. «Zelenaia» sertyfikatsiya zdanyi: pro i contra (2020). – <https://profbuild.in.ua/ru/stati/1234-zelenaya-sertifikatsiya-zdaniy-pro-i-contra>.
11. **Lialuk O. H., Ratushniak O. H.** Otsinka ekolohichnoho zhyttievoho tsykladu budivelnoi produ-ktcii. // *Suchasni tekhnolohii, materialy i konstruk-tsii v budivnytstvi*, 2014. – № 1. – S.136-140.
12. **Pyrikov O. V.** Suchasnyi retsyklinh tverdykh pobutovykh vidkhodiv: Ekonomiko-ekolohichni aspekty // *Naukovyi visnyk Khersonskoho Der-zhavnoho Universytetu*, 2014. – №9-1. – S. 70.
13. **Magdalena Pichlak.** Circular economy-A conceptual model [electronic source] (2018). – https://www.researchgate.net/publication/327693839_Circular_economy-A_conceptual_model.
14. **Yevdokymov V., Oliinyk O., Ksendziuk V., Serhiienko L.** Kruhova ekonomika yak alternatyvna ekolohichno oriietovana ekonomichna kontsep-tsiia dlia Ukrainy. // *Ekonomista*, 2018, №3. S. 347-362. – <http://www.ekonomista.info.pl/?rok=2018&nr=3&t=2&lang=1>.
15. **Shpakova H.** Ekoloho-ekonomichniy mekhanizm rozvytku biosferosumisnoho budivnytstva v Ukraini: teoriia, metodolohiia, praktyka [Tekst]: monohrafiia / H. V. Shpakova. – K. : Vydavnychiy dim «ArtEk», 2019. – 340 s.
16. **Shpakova H.** Shliakhy i mozhlyvist pererobky budivelnykh vidkhodiv v Ukraini // *Budivelne vyrobnytstvo*. Kyiv : NDIBV, 2012. – Vyp. 54. – S. 22-26.
17. **SOU ZhKH 75.11 – 35077234. 0015:2009.** Pravyla vyznachennia fizychnoho znosu zhytlovykh budynkiv. – 49 s.
18. **Shpakova H.** Planuvalno-tekhnolohichna kontseptsiiia odno- ta bahatoiadernykh budivelnykh ob'ektiv bahatofunktsionalnoho pryznachennia na pryntsypakh modulnosti // *Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn: zb. na-uk. prats*. Kyiv : KNUBA, 2019. – Vyp. 39/1. – S. 94-97. DOI: 10.32347/2707-501x.2019.39.
19. **Shpakova H.** Vprovadzhennia VIM-tekhnolohii z adaptatsiieiu do ekonomiko-ekolohichnoi spriamovanosti staloho rozvytku // *Shliakhy pidvyshchennia efektyv-nosti budivnytstva v umovakh formuvannia*

rynkovykh vidnosyn. Kyiv : KNUBA, 2018. – Vyp. 37. – S. 109-116.

20. **Shpakova H.** Zastosuvannia VIM pry funktsionalnii transformatsii ob'ektiv v period ekspluatatsii iz vykorystanniam retsyklinhu // *Budivelne vyrobnytstvo. Kyiv : NDIBV, 2019. – Vyp. 67. – S. 75-78.*
21. **Venhrina O.S.** Modeli ta metody upravlinnia zmistom proektu redevelopmentu z urakhuvanniam interesiv steikkholderiv : dys. ... kand. tekhn. nauk : 05.13.22 / *Kharkivskiy natsion. univrsytet misk. hospod., Kharkiv, 2018. – 173 s.*

Conceptual features of attribution of strategic plans of stakeholders of the construction industry

Hanna Shpakova, Andrew Shpakov

Summary. The article considers the strategic directions of construction industry development in terms of following the imperatives of sustainable development on the basis of production «greening».

The research concerns the analysis of current transformations of activity of all construction complex stakeholders, including development of development companies strategic concepts.

The preconditions for the development of eco-building and ways to implement it in Ukraine are considered, taking into account international experience.

The systems of voluntary certification of construction products, which corresponds to the concept of "green construction", are described, the

criteria for evaluating finished construction products are given, and the reasons for the lack of

certification of organizational and technological solutions during construction are analyzed.

The article analyzes the problems of eco-development progress. One of the main reasons is the linear model of the economy, on the principles of which the domestic industry continues to exist for the most part. The organization of sectoral relations on the principles of the circular model of the economy allows to follow the postulates of sustainable development, adopted by the government in the development strategy for the near future.

Therefore, the development of bases for the collection, sorting and processing of waste, namely, construction waste, is not just a promising sector of economic growth, but a necessity for the development of the industry.

The dependence between the efficiency of construction products of any period of its life cycle and the initial design decisions is given, the definition of a successful construction product in terms of achieving efficiency by each corporate member of the conglomerate is given.

As a result of the comparison of the sustainable development goals with the basic principles of the circular model of the economy, the key directions of industry transformation on the way to the greening of production are proposed. In particular, the adaptation mechanisms and areas of launching a market for new services for development companies in various fields: fi-development, land development and surveying.

Keywords. Construction; development; object life cycle; circular economy; recycling; functional transformation

Теоретично-експериментальне дослідження сталезалізобетонних балок, підсилених сталевими плитами

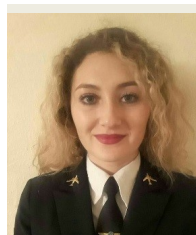
Олександра Шевченко

Національний авіаційний університет
1, просп. Любомира Гузара, Київ, Україна, 03058
brygantina0118@gmail.com, <http://rcid.org/0000-0002-3804-7264>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.76-84

Анотація. У даній статті представлено експериментально-теоретичне дослідження для розрахунку прогину сталезалізобетонних балок, підсилених сталевими плитами. Широко досліджено використання епоксидно-склеєних плит для підсилення існуючих або пошкоджених сталезалізобетонних балок. Доведено, що це корисний і надійний метод збільшення граничної здатності до згинання як пошкоджених, так і неушкоджених елементів. Фактична поведінка прогину в сталезалізобетонних балках має імовірнісний характер і вимагає статистичних методів для раціонального аналізу.

Міцність сталезалізобетонних згинальних конструкцій визначаються міцністю і деформативністю бетону і сталі, залежать від умов їх спільного деформування в складі сталезалізобетонного згинального елемента. Сталезалізобетонні згинальні конструкції, що застосовуються в громадських будівлях є «гнучкими» елементами, тому в граничному стані при згині виникають не тільки дві нейтральні осі, але і значний зсув шарів. Напружено-деформований стан нормального перерізу сталезалізобетонного елемента, крім міцнісних і деформативних властивостей бетону і сталі залежить від ступеня спільного деформування бетонної плити і сталеві балки в площині сполучення. У сталезалізобетонних конструкціях в єдиному перерізі спільно деформуються сталь і бетон з різними міцнісними і деформативними властивостями в пов'язаних умовах: вільні деформації монолітного бетону стримуються арматурними сітками, поличкою сталеві профілю; вільному деформуванню сталеві несучі балки перешкоджають монолітний бетон з арматурою.



Олександра Шевченко
асистент кафедри
комп'ютерних технологій
будівництва

У результаті між сталевим профілем і бетоном, а також між бетоном і арматурою в нормальному перерізі сталезалізобетонного елемента виникає складний напружений стан.

Ключові слова. Підсилення; сталезалізобетонна балка; несуча здатність; прогин; клейове з'єднання; зовнішня сталеві арматура

ВСТУП

Будь-який ремонт або реконструкція будівлі, як правило, супроводжується зміною навантажень на будівельні конструкції та внесенням змін до їх основних проектних рішень.

Всі ці фактори призводять до необхідності визначення їхніх стандартних залишків роботи, прийняття рішення про їх подальшу долю, як зміцнення, реконструкція або заміна.

Необхідність зміцнення або оновлення будівельних конструкцій з'являється не тільки під час реконструкції або технічного оновлення, але і в результаті передчасної корозії або механічного зносу.

Втрата справності може виникнути в результаті ускладнень або непередбачених проектом змін технології виробництва, різних пошкоджень, дефектів тощо. Це пита-

ня викликає високий інтерес до проблеми зміцнення та реконструкції існуючих будівельних конструкцій.

Переважає в процесі реконструкції зміцнення елемента виконується шляхом нарощування перерізу конструктивного елемента. Важливою проблемою є якісне зчеплення конструкції під час підсилення або підсилення матеріалом (клей), а також забезпечення їх ефективної взаємодії. Вищезазначена інформація вказує на те, що дана проблема є досить актуальною і має як практичне, так і теоретичне значення.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Історія зв'язаного зовнішнього армування у Великобританії починається з 1975 року, коли було зміцнено мости Квінтон на автостраді М5.

Ця схема послідувала за кількома роками розробки Лабораторією транспортних та дорожніх досліджень, спільно з виробниками клеїв та Департаментом транспорту. Що стосується програм тестування, дослідження та розробки продовжувались у Лабораторії та кількох академічних закладах Великобританії, особливо в Університеті Шеффілда. Теоретичні дослідження та оцінка відповідних адгезивів були пов'язані з розширеними програмами тестування балки. Попередні дослідження проводив Ірвін (1975 р.), Макдональд (1978 р.) та Макдональд і Калдер (1982 р.). Вони повідомили про випробування чотирьохточковим навантаженням на сталезалізобетонні балки довжиною 4900 мм. Ці балки використовувались для отримання даних щодо пропонуваного зміцнення мостів Квінтон, і включали два різні епоксидні клеї, дві плити товщиною 10 мм та 6,5 мм, що дають ширину до товщини (b/t) співвідношення 14 і 22, а в центрі - пластинчастий шарнір.

У Швейцарській федеральній лабораторії для випробувань та досліджень матеріалів у 1981 р. проводили випробування на прогин сталезалізобетонну балку довжиною 3700 мм і досліджували співвідношення ширини та товщини плити (b/t), зберігаючи постійну площу перерізу плити.

Зовнішня плита продовжувалась через опори балки і за їхніми межами, з якими вони не доторкалися, на таку відстань, щоб площа склеювання (48000 мм²) була однаковою для кожної ширини плити. Зовнішня плита не була прикріплена до бетонної балки, за винятком районів кріплення поза опорами.

Результати чітко показали, що тонке покриття було більш ефективним, ніж товсте вузьке покриття, як зазначалося в дослідженнях, проведених у Великобританії. Було виявлено, що ефективна довжина анкерного кріплення l_a , яка дозволила плиті досягти необхідної текучості до руйнування при зсуві, є обернено пропорційною відношенню b/t .

Отже, із збільшенням b/t , довжина анкерування зменшується. Для тонких плит руйнування зазвичай відбувається при згинанні. Однак, якщо співвідношення сторін плити падає нижче певного значення, може відбутися відрив плити, починаючи з кінця плити і приводячи до зривання бетонного покриття.

Ці спостереження узгоджуються з тим фактом, що прості еластичні поздовжні напруження обернено пропорційні ширині плити.

Отже, із зменшенням ширини сталевих плит збільшуються поздовжні напруження зсуву. Крім того, жорсткість плити на прогин збільшується, збільшуючи тим самим напруження відшарування, нормальні до балки.

На кінцях плит зосереджується зсув та нормальне напруження

Концентрації зсуву та нормального напруження виникають на кінцях плити, що зазнають вплив прогину в результаті несумісності жорсткості між плитою та бетоном, що може бути змінено лише через серйозні спотворення клейового шару.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Прогин сталезалізобетонних балок, зміцнених зовнішніми сталевими пластинами, розраховується за загальними

правилами конструктивної механіки в залежності від згинальних та осевих деформованих характеристик елементів у перерізах по довжині (кривизна, кут відхилення) та обмеженої пластики критерії деформацій.

Величина прогину сталезалізобетонних балок, підсилених зовнішньою сталеву пластину, визначається наступним рівнянням:

- на етапі проектування

$$f = f_M k_f^{pl} - f_{CP} k_f^{pl} \quad (1)$$

- на етапі армування

$$f = f_O k_f^{pl} + f_M k_f^{pl} - f_{CP} k_f^{pl} \quad (2)$$

де:

f_M - значення відхилення балки від дії зовнішнього навантаження (проектний згинальний момент M - на стадії проектування, або $M-M_0$ - на стадії армування),

f_O - значення початкового (існуючого) прогину балки (згинальний момент M_0),

f_{CP} - відхилення балки від дії сталеву пластину P_0 ,

k_f^{pl} - коефіцієнт, який передбачає залежність відхилення балки при розвитку деформацій на дні волокна поперечного перерізу балки, що перевищує критерії обмежених пластичних деформацій $\varepsilon_{max} \geq 0.001$ (пружний і пластичний стан перерізу балки) і в тому випадку, коли розвиток деформацій на нижньому волокні перерізу балки не перевищує критерії обмежених пластичних деформацій $\varepsilon_{max} < 0.001$ (пластичний стан проектного перерізу балки).

Для вільно обпертих балок з постійним перерізом по всій довжині елемента значення прогину f_M та f_O визначаються за наступним рівнянням, припускаючи, що кривизна змінюється пропорційно величині згинального моменту:

$$f_M = S \cdot l^2 \left(\frac{1}{r} \right) \quad (3)$$

де:

S - коефіцієнт, який визначається правилами конструктивної механіки, залежно від проектної схеми елемента та типу зовнішнього навантаження,

$\frac{1}{r}$ - кривизна в поперечному перерізі з найбільшим згинальним моментом, який використовується для визначення деформації,

l - проектний проліт конструкції.

Для визначення прогину вільно обпертої балки значення коефіцієнта S під дією двох симетрично зосереджених сил на відстань a визначається за таким рівнянням:

$$S = \frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2} \quad (4)$$

Кривизна $\frac{1}{r}$ сталезалізобетонних балок під дією зовнішнього навантаження, за винятком напружень від сталеву пластину, визначається наступним рівнянням:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{0.85 \cdot I_{red} E_c} \quad (5)$$

де:

M - розрахунковий момент згинання M або початковий момент M_0 , який діє на розрахунковому перерізі балки, 0,85 - коефіцієнт, який враховується при розвитку нееластичних деформацій бетону під дією короточасних навантажень і приймається 0,04 під дією постійних і тривалих навантажень,

E_c - модуль пружності бетону,

I_{red} - момент інерції проектного перерізу балки, який додається до перерізу бетону і де зона розтягу виключається.

I_{red} визначається наступним рівнянням:

$$I_{red} = b_c Y_B^3 / 3 + \alpha_{al} [I_a + A_a (Y_H - h_a / 2 - C_z)^2] + \alpha_{a2} A_{sp} C_p^2 \quad (6)$$

де:

b_c – проектна ширина поперечного перерізу бетону;

Y_B, Y_H – висоти проектного перерізу балки, що відповідає верхньому та нижньому виступам елемента до його горизонтальної нейтральної осі $h = Y_B - Y_H$;

I_a, A_a, h_a – момент інерції поперечного перерізу балки, площа та висота сталевих пластин;

A_{sp} – узагальнена площа перерізу сталевих пластин;

C_B – захисний шар бетону на нижньому виступі перерізу балки;

C_P – висота від геометричної осі поперечного перерізу сталевих пластин до горизонтальної нейтральної осі проектного перерізу балки;

α_{a1}, α_{a2} – коефіцієнти доданого сталевих пластин до перерізу балки та сталевих пластин до бетону, які визначаються наступним рівнянням:

$$\alpha_{a1} = \frac{E_a}{E_c}, \alpha_{a2} = \frac{E_{sp}}{E_c} \quad (7)$$

де:

E_c, E_a, E_{sp} – модуль пружності бетону, доданого сталевих двотаврових елементів та сталевих пластин.

Момент інерції проектного перерізу сталевих двотаврової балки, підсиленою сталевими плитами (до появи тріщин), визначається за формулою:

$$I_{red} = b_c h_B^3 / 12 + \alpha_{a1} [I_a + A_a (Y_H - h_a / 2 - C_z)^2] + \alpha_{a2} A_{sp} C_p^2 \quad (8)$$

Використовуючи відповідні коефіцієнти S та кривизну $\frac{1}{r}$, ми можемо отримати значення прогинів f_m та f_o :

$$f_m = \frac{M}{0.85 \cdot I_{red} \cdot E_c} \cdot \left(\frac{3l^2 - 4a^2}{24} \right) \quad (9)$$

$$f_o = \frac{M_0}{0.4 \cdot I_{red} \cdot E_c} \cdot \left(\frac{3l^2 - 4a^2}{24} \right) \quad (10)$$

де: a – відстань від одиничного навантаження до опори балки;

Кривизна $\frac{1}{r}$ відхилення f_{cp} балки від дії напруги сталевих пластин P_o визначається за наступним рівнянням:

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{cp} = \frac{P_o C_p}{0.85 \cdot I_{red} E_c} \quad (11)$$

$$f_{cp} = \frac{0.125 \cdot P_o \cdot C_p \cdot l^2}{0.85 \cdot I_{red} \cdot E_c} \quad (12)$$

Значення коефіцієнта k_f^{pl} , що враховує пластично-еластичний стан проектного перерізу балки, наведено в табл. 1.

Перші значення в табл. 1 відповідають конструктивному елементу із сталевих двотаврової балки, який має симетричний поперечний переріз, другі значення – асиметричному.

Навчаючись в аспірантурі я зі своїм науковим керівником провели таке дослідження. Для визначення несучої здатності та прогину сталевих двотаврових конструкцій, підсилених зовнішніми сталевими плитами, а також впливу на міцність та деформаційність були розроблені та виготовлені такі зразки:

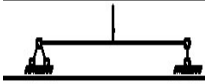
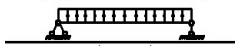
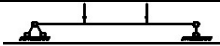
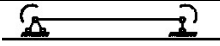
- сталевих двотаврових балок із застосуванням різних бетонних сумішей різного класу міцності;

- стандартні бетонні призми 100x100x400мм та кубики 100x100x100мм для визначення міцності та деформації бетону.

За способом прикладання зовнішнього навантаження, зразки кожного типу поділяються на 2 серії відповідно до прийнятих геометричних характеристик експериментальних зразків. Серії (А) являли собою балки без підсилення, а серії (В) – балки із зовнішнім сталевим армуванням.

Табл. 1. Значення коефіцієнта k_f^{pl}

Table 1. Value of coefficient k_f^{pl}

№ п/п	Схема прикладання навантаження	$\varepsilon_{\max}$		
		0,001	0,002	0,004
1		1,1	1,2	1,4
2		1,3-1,2	1,6-1,4	2,2-1,6
3		1,2-1,15	1,4-1,3	1,8-1,6
4		1,25-1,2	1,4-1,4	2,0-1,8
5	Рухоме навантаження	1,6-1,4		

Зразки кожної серії, в свою чергу, відрізняються один від одного наявністю та типом клейового з'єднанням.

Отже, основними факторами є: геометричні характеристики конструкції, клас міцності бетону та наявність клейового з'єднання. Таким чином, всі ці відмінності можуть впливати на величину несучої здатності клейового з'єднання, а також на

міцність та деформаційність експериментальних зразків (балок).

Під час експериментальних досліджень планується вивчити залежність несучої здатності та прогину сталезалізобетонних балок від наявності та типу клею, та способу кріплення сталевих армованих плит.



Рис.1. Вид експериментальної установки та розташування вимірювального пристрою
Fig.1. A view of the experimental set-up and the arrangement of the measurement device

Електронна універсальна випробувальна машина (MS-100) з максимальною потужністю 500 кН використовується для випробування всіх зразків на нормальне навантаження. Вид експериментальної установки та розташування вимірювальних приладів показано на рис. 1. Балки випробовуються при чотириточковому навантаженні.

Навантаження, яке прикладене до середньої точки балки, розділяється на два симетричні зосереджені навантаження і застосовується до зразків. Співвідношення довжини прольоту зсуву (800 мм) до ефективної глибини балки (200 мм) є однаковим для всіх зразків. Зразки випробовуються під монотонним навантаженням до відмови.

Під час експерименту були використані наступні вимірювальні прилади: тензодатчики, монометри для контролю величини навантаження та лінійні змінні диферен-

ціальні трансформатори для вимірювання прогину балки в середині прольоту.

ВИСНОВКИ

Отже, описуємо результати експериментів із сталезалізобетонними балками серії А (без армування) та серії В (з армуванням). Усі балки розраховані на руйнування навіть після зміцнення сталевими плитами. Співвідношення прольоту зсуву до ефективної глибини залишається постійним протягом випробування всіх балок. Характеристика відхилення навантаження та гранична навантажувальна здатність на зсув спостерігається протягом випробувань до руйнування балок.

Типовий прогин для сталезалізобетонної балки, підсиленою сталевую пластинною, показаний на рис.2.



Рис.2. Типова картина прогину та розтріскування сталезалізобетонної балки, підсиленою сталевую пластинною

Fig.2. The typical deflection and cracking pattern of reinforced concrete beam strengthened with steel plate

Схема розтріскування сталезалізобетонної балки, підсиленою сталевую пластинною, показана на рис.3.

Обговорення проводиться шляхом порівняння результатів, визначених аналітичним методом, з результатами, отриманими експериментально.

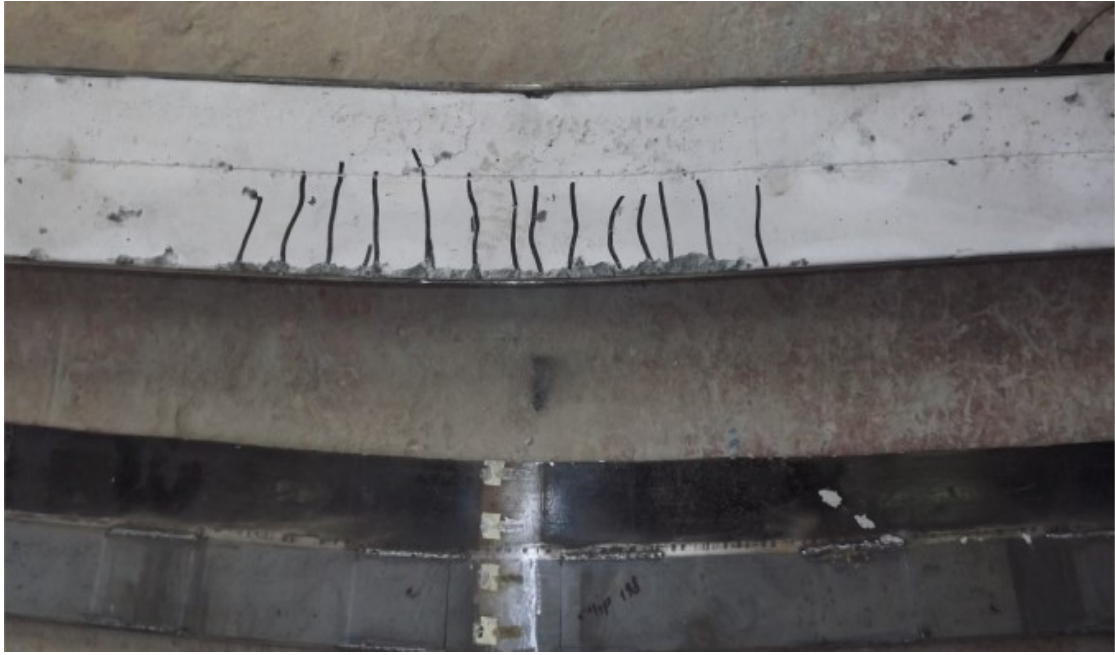


Рис.3. Зображення розтріскування сталезалізобетонної балки, підсиленою сталеву пластину

Fig.3. The cracking pattern of reinforced concrete beam strengthened with steel plate

Крива відхилення навантаження всіх балок показана на рис.4. Вважається, що прогин балок збільшився порівняно з вихідною балкою В-5-1.

Несуча здатність зразків балок, підсиленних сталеву плитою, показана на рис.5.

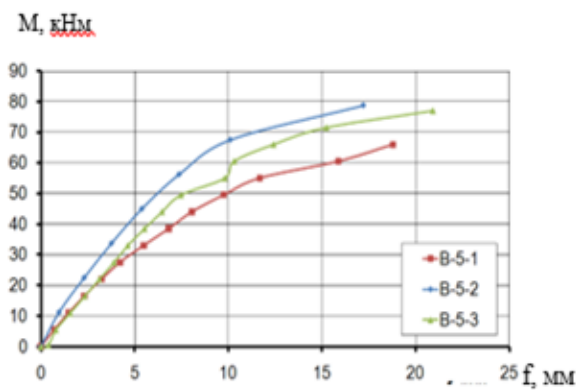


Рис.4. Крива прогину всіх балок

Fig.4. The load-deflection curve of all the beams

Однак балки з доданими плитами демонструють більшу пластичність, завдяки чому спостерігається зменшення пластичності в міру збільшення коефіцієнта армування.

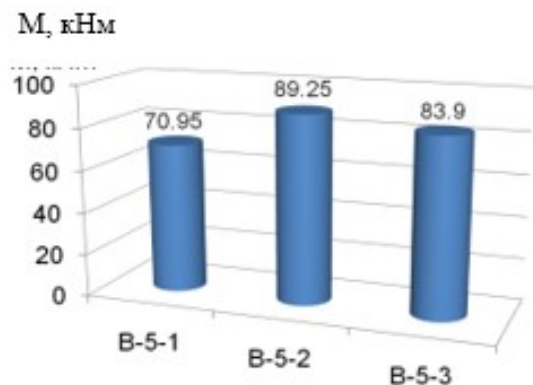


Рис.5. Несуча здатність сталезалізобетонних балок

Fig.5. The load-bearing capacity of reinforced concrete beams

Ефективність армування сталезалізобетонних балок сталевими плитами в зоні розтягування залежить від типу стику та

товщини сталевий плити. З отриманих результатів можна зробити висновок, що несуча здатність балок, підсилених сталеву плитою, збільшується на 20% порівняно з вихідною балкою.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Yoshida E., Murakoshi J., Tanaka Y** Structural Testing of Deteriorated Reinforced Concrete Girders Strengthened by Externally Bonded Steel Plates. - *Proc. JSCE Annual meeting, V, 2010.* - Pp.377-378.
2. **Sano M., Miura T.** A study on a design method for strengthening concrete members by steel-plate-bonding. - *Proc. of JSCE, 550, Nov. 1996.* - Pp. 117-129.
3. **Shutenko L.N., Zolotov M.S., Psurceva N.F.** Concrete and reinforced concrete joints. // *Charkov.: Building industry, 1999.*-P. 72.
4. **Swamy R.N., Jones R., Charif A.** Contribution of externally bonded steel plate reinforcement to the shear resistance of reinforced concrete beams. Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates.// *SP-165, ACI, 1999.* - Pp. 1-24.
5. **Barashikov A.I.** Technical state evaluation of building structures and facilities. // *A.I. Barashikov, A.N. Malishev. - K.: Vipol, 1998.* - P. 232.
6. **Shutenko L.N., Zolotov M.S., Psurceva N.F.** Concrete and reinforced concrete joints. // *Charkov.: Building industry, - 1999.*-P. 72.
7. **Стороженко Л.І.** Проектування й будівництво сталезалізобетонних конструкцій у незнімній опалубці./ Л.І.Стороженко, О.І.Лапенко // *Будівельні конструкції: Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. - К.: НДІБК, 2007.- Вип.67. - С. 750 - 758.*
8. **Storozhenko L., Butsky V., Taranovsky O.** Stability of Compressed Steel Concrete Composite Tubular Columns with Centrifuged Cores // *Journal of constructional steel research; 46, 1/3; 484; Second World Conference on Steel in Construction ; 1998.*
9. **Gorik, A. V.** Theoretical and experimental deformation parameters of composite beams with account of deplanation of cross sections in bending. // *Mechanics of Composite Materials, - Vol. 39, № 1. - Pp.57-64.*
DOI:10.1023/A:1022935521805
10. **Kochkarev D.** Calculation methodology of reinforced concrete elements based on estimated resistance of reinforced concrete. // *D. Kochkarev, T. Galinska // Matec Web of Conferences 116, 02020 (2017), Materials science, engineering and chemistry, Transbud-2017, Kharkiv, Ukraine, April 19-21, 2017.*
11. **Бондарчук Т.Б.** Експериментальне дослідження несучої здатності похилих перерізів сталобетонних балок без поперечної арматури. // *Проблеми теорії і практики залізобетону. - Полтава, 1997.- С. 47-48.*
12. **Клименко Ф.Е., Гайдаш Н.А.** Исследование сталежелезобетонных изгибаемых элементов с листовой сталью. // *Вестн. Львов. политех. ин-та. вопр. соврем. стр-ва. - 1971. - № 51.- С. 71-74.*
13. **Аметов Ю.Г.** Вплив режиму навантаження і тривалого витримування під навантаженням на несучу здатність сталобетонних балок. // *Автореф. дис. канд. техн. наук. - Київ, 2003. - 20 с.*
14. **Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І.** Металеві конструкції. // *За ред. Ф.Є. Клименка: Підручник. 2-ге вид., випр. і доп.- Львів: Світ, 2002.- 312 с.*
15. **Eurocode 4.** Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 1994 - 1-1:1992. - 180 p.

REFERENCES

1. **Yoshida E., Murakoshi J., Tanaka Y** Structural Testing of Deteriorated Reinforced Concrete Girders Strengthened by Externally Bonded Steel Plates. - *Proc. JSCE Annual meeting, V, 2010.* - Pp.377-378.
2. **Sano M., Miura T.** A study on a design method for strengthening concrete members by steel-plate-bonding. - *Proc. of JSCE, 550, Nov. 1996.* - Pp. 117-129.
3. **Shutenko L.N., Zolotov M.S., Psurceva N.F.** Concrete and reinforced concrete joints. // *Charkov.: Building industry, 1999.*-P. 72.
4. **Swamy R.N., Jones R., Charif A.** Contribution of externally bonded steel plate reinforcement to the shear resistance of reinforced concrete beams. Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates.// *SP-165, ACI, 1999.* - Pp. 1-24.

5. **Barashikov A.I.** Technical state evaluation of building structures and facilities. // *A.I. Barashikov, A.N. Malishev. – K.: Vipol, 1998. – P. 232.*
6. **Shutenko L.N., Zolotov M.S., Psurceva N.F.** Concrete and reinforced concrete joints. // *Charkov.: Building industry, - 1999.-P. 72.*
7. **Storozhenko L.I.** Proektuvannia y budivnytstvo stalezalizobetonnykh konstrukttsii u nezimnii opalubtsi./ *L.I.Storozhenko, O.I.Lapenko // Budivelni konstrukttsii: Naukovo-tekhniczni problemy suchasnoho zalizobetonu. – K.: NDIBK, 2007.- Vyp.67. – S. 750 -758.*
8. **Storozhenko L., Butsky V., Taranovsky O.** Stability of Compressed Steel Concrete Composite Tubular Columns with Centrifuged Cores // *Journal of constructional steel research; 46, 1/3; 484; Second World Conference on Steel in Construction ; 1998.*
9. **Gorik, A. V.** Theoretical and experimental deformation parameters of composite beams with account of deplanation of cross sections in bending. // *Mechanics of Composite Materials, - Vol. 39, № 1. – Pp.57-64. DOI:10.1023/A:1022935521805*
10. **Kochkarev D.** Calculation methodology of reinforced concrete elements based on estimated resistance of reinforced concrete. // *D. Kochkarev, T. Galinska // Matec Web of Conferences 116, 02020 (2017), Materials science, engineering and chemistry, Transbud–2017, Kharkiv, Ukraine, April 19–21, 2017.*
11. **Bondarchuk T.B.** Eksperymentalne doslidzhennia nesuchoi zdatnosti pokhylykh pereriziv stalebetonnykh balok bez poperechnoi armatury. // *Problemy teorii i praktyky zalizobetonu. – Poltava, 1997.– S. 47-48.*
12. **Klimenko F.E., Gaydash N.A.** Issledovanie stalezhelezobetonnykh izgibaemykh elementov s listovoy stalyu. // *Vestn. Lvov. politeh. in-ta. vopr. sovrem. str-va. – 1971. – № 51.– S. 71-74.*
13. **Ametov Yu.H.** Vplyv rezhymu navantazhennia i tryvaloho vytrymuvannia pid navantazhenniam na nesuchu zdatnist stalebetonnykh balok. // *Avtoref. dys. kand. tekhn. nauk. – Kyiv, 2003. – 20 s.*
14. **Klymenko F.Ie., Barabash V.M., Storozhenko L.I.** Metalevi konstrukttsii. // *Za red. F.Ie. Klymenka: Pidruchnyk. 2-he vyd., vypr. i dop.– Lviv: Svit, 2002.– 312 s.*
15. **Eurocode 4.** Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures

European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 1994 – 1-1:1992. – 180 p.

Theoretical and experimental research of steel reinforced concrete beams, strengthened by steel plates

Oleksandra Shevchenko

Summary. This paper presents experimental and theoretical research for calculating of reinforced concrete beams strengthened bonded steel plates. The use of epoxy-bonded plates to strengthen existing or damaged steel reinforced concrete beams has been extensively researched. It has been proven to be a useful and reliable method of increasing the ultimate flexural capacity of both damaged and undamaged members. The actual deflection behavior in steel reinforced concrete beams is probabilistic in nature and requires statistical methods for a rational analysis.

The strength of steel reinforced concrete bending structures are determined by the strength and deformability of concrete and steel, depend on the conditions of their joint deformation in the composition of steel reinforced concrete bending element. Steel reinforced concrete bending structures are used in public buildings are "flexible" elements, so in the extreme state when bending there are not only two neutral axes, but also a significant shift of the layers. The stress-strain state of the normal cross-section of a steel reinforced concrete element, in addition to the strength and deformability properties of concrete and steel depends on the degree of joint deformation of the concrete slab and steel beam in the plane of the joint. In steel reinforced concrete structures, steel and concrete with different strength and deformable properties are jointly deformed in a single cross-section under related conditions: free deformations of monolithic concrete are restrained by reinforcing mesh, steel profile shelf; free deformation of the steel load-bearing beam is prevented by monolithic concrete with reinforcement.

As a result, between the steel profile and concrete, as well as between concrete and reinforcement in the normal cross section of the reinforced concrete element there is a complex stress state.

Keywords. Strengthening; steel reinforced concrete beam; bearing capacity; deflection; adhesive-bonded joint; external steel reinforcement.

Особливості аналітичного розв'язку задачі про переміщення консольних сталевих балок зі змінною шириною полиць

Артем Білик¹, Валерій Нужний², Любомир Джанов³, Вадім Перестюк⁴

^{1,2,2,4} Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹artem.bilyk@gmail.com, [https:// orcid.org/ 0000-0002-9219-920X](https://orcid.org/0000-0002-9219-920X)

²nuzhnyy@gmail.com, [https:// orcid.org/0000-0002-0400-3204](https://orcid.org/0000-0002-0400-3204)

³angeldl@ukr.net, [https:// orcid.org/0000-0001-5144-3424](https://orcid.org/0000-0001-5144-3424)

⁴Vadimperestiuk@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0002-3309-2349>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.85-92

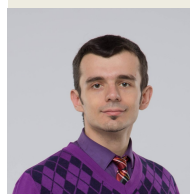
Анотація. Стаття присвячена проблемі узагальнення впливу змінності жорсткості пружних сталевих елементів на переміщення та кути повороту в Декартовій системі координат при розміщенні початку відліку координат в центрі ваги найбільшого перерізу. Розглянута консольна пружна двотаврова стальова балка зі змінною шириною полиць.

Отримані формули, які показують вплив змінності перерізу ширини полиць двотаврів на момент інерції перерізу в двох головних площинах. Це дало змогу записати диференціальне рівняння вигину балки, як лінійного рівняння із змінними коефіцієнтами.

Рішення диференціального рівняння дало змогу отримати аналітичні залежності для визначення переміщень і кутів повороту перерізу консольних двотаврових сталевих балок із змінною шириною полиць. Для підтвердження отриманих аналітичних виразів при переході до визначення прогинів і кутів повороту перерізів двотаврових балок з постійним перерізом використано правило Лопітала-Бернуллі. Отримано варіант формули наслідків другої чудової (особливої) границі при розкритті її невизначеності.

Це дало змогу довести аналітичним підходом співпадіння отриманих рішень з рішеннями для двотаврових балок постійного перерізу. Проведені числові дослідження також підтвердили отриманий результат. Такий підхід може бути розповсюджений для двотаврових балок із змінною шириною полиць при різних умовах обпирання.

Отримані формули переміщень дають змогу перевірити жорсткість консольних сталевих двотаврових балок при лінійній зміні їх жорсткості за обмеженнями граничних прогинів за



Артем Білик

доцент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій, к.т.н., доцент



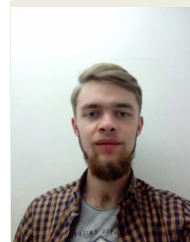
Валерій Нужний

асистент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій



Любомир Джанов

аспірант кафедри металевих і дерев'яних конструкцій



Перестюк Вадім

магістрант кафедри металевих і дерев'яних конструкцій

проектом. Отримані результати також можливо використовувати для досліджень двотаврових балок при лінійній зміні жорсткості, у тому числі при зміні модуля деформації сталі при розвитку обмежених пластичних деформацій на окремих ділянках балки.

Ключові слова. Пружна стальова балка; консольна балка; двотаврова стальова балка зі змінною шириною полиць; змінна жорсткість бал-

ки; прогини; переміщення; кути повороту перерізу; диференціальне рівняння; згинальний момент; невизначеність границь і правило Лопіталя–Бернуллі.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Рациональне та оптимальне проектування балок змінного перерізу, у тому числі із змінною шириною полиць, відкриває можливість знаходити сучасні конструкції з ефективними витратами сталі. З іншого боку при визначенні максимальної несучої спроможності елементів в узагальненому виді з урахуванням розвитку пластичних деформацій теж вирішується задача із визначення переміщень балок, жорсткість яких змінюється через зміну модуля пружності перерізу. При проектуванні консольних систем значних прогонів, наприклад, навіси над трибунами стадіонів, однією з головних вимог стає розрахунок за другим граничним станом.

У даній статті в узагальненому вигляді наведено аналітичне рішення прогинів і кутів повороту балок з лінійним законом зміни жорсткості перерізу по довжині балки. Це відкриває можливість на першому етапі проектування достатньо близько підібрати раціональний переріз балки з урахуванням впливу зміни жорсткості. Таким чином, аналітичні дослідження є підґрунтям для подальшої задачі раціонального чи оптимального вибору перерізу сталевих балок з урахуванням вимог двох граничних станів.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Наразі існує широке коло досліджень вигину та стійкості пружних елементів змінної жорсткості [1,2,5,6], які заклали теоретичні основи підходів до розрахунку сталевих балок і колон із змінним перерізом. В подальшому ці дослідження розвивались у напрямку вдосконалення аналітичного апарату метода скінчених елементів [2,3]. Також проведені дослідження стійкості та міцності пружних двотаврових елементів із змінною висотою перерізу при апроксимації жорсткості балкових елементів і колон за параболічним законом [4,7,8, 12,14,15,16,17]. Мета цих досліджень, через визначення коефіцієнтів розрахункової довжини, привести розрахунки складних рамних систем із двотаврів зі змінною висотою стінки до традиційних підходів перевірки несучої спроможності рам із елементів постійної жорсткості [7,8,10,13,14,16,17,18].

Ряд робіт присвячені складним задачам просторовій роботі сталевих елементів змінного перерізу [7,8].

При виборі та розрахунку рамних систем багатоповерхових будівель на різні навантаження і впливи [9,11,18] виникає необхідність використовувати двотаври пониженої висоти, або композитні сталезалізобетонні конструкції з двотаврів із пониженою висотою перерізу. В таких конструкціях може бути досягнута більша ефективність за рахунок використання змінності перерізу полиць зварних двотаврових або коробчастих перерізів при сталій висоті профілю. Тому використання таких конструктивних рішень підвищеної ефективності стримується недостатністю узагальнених досліджень з впливу зміни жорсткості балок на деформований стан конструкцій. Результати ряду таких досліджень приведені у наукових працях [7,8,12,15].

Актуальність досліджень дає змогу оцінити не тільки вплив зміни геометричних розмірів конструкції, а і підійти до вирішення інших задач, пов'язаних із зміною жорсткості перерізу по довжині при зміні модуля деформації сталі при розвитку обмежених пластичних деформацій, що важливо при розрахунку конструкцій на живучість [9,11].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розглянуто вигин пружної двотаврової сталевий балки із змінною шириною полиць та із постійною висотою стінки (h_0). Прийнята Декартова система координат, початок якої розташовано у центрі ваги найбільшого перерізу. В основу розрахунку покладені робочі гіпотези вигину балок Ейлера–Бернуллі [1,2].

Прийнята лінійна зміна ширини полиці балки.

$$b_{fn} = b_{f0}(1 - \gamma_{fb}t_z) \rightarrow t_z = 1 \rightarrow \frac{b_{fn}}{b_{f0}} - 1 = -\gamma_{fb}.$$

$$\gamma_{fb} = 1 - \frac{b_{fn}}{b_{f0}}.$$

Площа перерізу профілю змінюється за лінійною залежністю:

$$A_z = 2b_{fz}t_f + h_0t_w = 2b_{f0}(1 - \gamma_{fb}t_z) + h_0t_w,$$

де (t_w - товщина стінки).

В подальших рівняннях позначено через $t_z = \frac{z}{l}$, l – довжина балки, γ_{fb} , γ_{bx} – параметр (ступінь) змінності ширини полиці двотавра, b_{f0} – ширина полиці при $t_0 = 0$ (найбільша ширина), b_{fn} – ширина полиці двотавра при $t_n = 1$ (найменша ширина), через $t_z = z/l$ – відносна поточна координата перерізу, з розташуванням початку в найбільшому перерізі.

Геометричні характеристики симетричного перерізу двотаврової сталеві балки при зміні ширини полиць позначено так: $I_{xz}; I_{x0}; I_{xn}$ – відповідно поточний момент інерції площі перерізу балки, початковий, найбільший момент інерції перерізу балки і найменший момент інерції перерізу балки,

$$I_{xz} = 2b_{f0}(1 - \gamma_{fb}t_z)t_f \frac{h_0^2}{4} + \frac{h_0^3 t_w}{12}.$$

$$I_{x0} = 2b_0 t_f \frac{h_0^2}{4} + \frac{h_0^3 t_w}{12} = \frac{h_0^2}{2} b_0 t_f \left(1 + \frac{h_0 t_w}{6b_0 t_f} \right).$$

Відповідно, залежності зміни моментів інерції перерізів сталевих балок при зміні ширини полиць відносно головної центральної осі ОХ будуть

$$I_{xz} = b_0 t_f \frac{h_0^2}{2} + \frac{h_0^3 t_w}{12} - \gamma_{fb} b_0 t_f \frac{h_0^2}{2} t_z = I_{x0} - \gamma_{fb} b_0 t_f \frac{h_0^2}{2} t_z.$$

$$I_{xz} = I_{x0} \left(1 - \frac{b_0 t_f \frac{h_0^2}{2}}{I_{x0}} \gamma_{fb} t_z \right) \quad (1).$$

Вводиться приведені значення параметра зміни моменту інерції перерізу відносно осі ОХ – (γ_{bx}).

$$\gamma_{bx} = \gamma_{fb} \frac{b_0 t_f}{I_{x0}} \left(\frac{h_0^2}{2} \right)$$

При. $I_{x0} = \frac{h_0^2}{2} b_0 t_f \left(1 + \frac{h_0 t_w}{6b_0 t_f} \right)$

$$\gamma_{bx} = \gamma_{fb} \frac{b_0 t_f \frac{h_0^2}{2}}{\frac{h_0^2}{2} b_0 t_f \left(1 + \frac{h_0 t_w}{6b_0 t_f} \right)}.$$

Остаточно

$$\gamma_{bx} = \gamma_{fb} \frac{1}{\left(1 + \frac{h_0 t_w}{6b_0 t_f} \right)} \quad (2)$$

Тепер при параметрі зміни ширини полиці $\gamma_{fb} = \left(1 - \frac{b_{fn}}{b_{f0}} \right)$ параметр зміни моменту інерції перерізу буде

$$\gamma_{bx} = \gamma_{fb} \frac{1}{\left(1 + \frac{h_0 t_w}{6b_0 t_f} \right)} = \frac{\left(1 - \frac{b_{fn}}{b_{f0}} \right)}{\left(1 + \frac{h_0 t_w}{6b_0 t_f} \right)}$$

$$I_{xz} = I_{x0} (1 - \gamma_{bx} t_z). \quad (3)$$

Таким чином, встановлена аналітична залежність між параметром зміни перерізу полиці і параметром зміни моменту інерції всього перерізу відносно осі ОХ (2,3).

Відносно іншої осі ОУ закон зміни моменту інерції перерізу (I_{yz}) має кубічну залежність

$$I_{yz} = I_{y0} (1 - \gamma_{by} t_z)^3. \quad (4)$$

$$I_{yz} = 2 \frac{b_{f0}^3 t_f}{12} (1 - \gamma_{fb} t_z)^3 + \frac{t_w^3 h_0}{12} \approx \frac{b_{f0}^3 t_f}{6} (1 - \gamma_{fb} t_z)^3;$$

$$\gamma_{by} = \gamma_{fb} = 1 - \frac{b_{fn}}{b_{f0}} \approx 1 - \sqrt[3]{\frac{I_{yn}}{I_{y0}}} \quad (5).$$

Визначення кутів повороту перерізів консольної з змінною шириною полиць. Вигин консольної балки, яка завантажена на вільному кінці зосередженою силою – P . Відповідно згинальний момент вздовж балки змінюється за лінійним законом: $M_{xz} = Pl(1 - t_z)$.

Диференціальне рівняння згину балки має запис [8]:

$$EI_{x0}(1-\gamma_{bx}t_z)\eta'' = -Pl(1-t_z) \quad (6,a)$$

$$\frac{d^2\eta}{dt_z^2} = -\frac{Pl(1-t_z)}{EI_{x0}(1-\gamma_{bx}t_z)} \quad (6,b)$$

Інтегрування диференціального лінійного рівняння (6,б.) дає диференціальну залежність кутів повороту перерізу по довжині балки

$$\frac{d\eta}{ldt_z} = -\int \frac{Pl^2(1-t_z)}{EI_{x0}(1-\gamma_{bx}t_z)} dt_z + C_1. \quad (7)$$

$$\frac{d\eta}{ldt_z} = \frac{Pl^2}{EI_{x0}} \left[-\frac{1}{\gamma_{bx}^2}(1-\gamma_{bx})\ln(1-\gamma_{bx}t_z) + \frac{1}{\gamma_{bx}^2}(1-\gamma_{bx}t_z) \right] + C_1$$

Коефіцієнт C_1 визначається за граничними умовами защемленого кінця балки:

$$t_z = 0 \rightarrow \frac{d\eta}{ldt_z} = 0$$

$$\frac{d\eta}{ldt_z} = -\frac{Pl^2}{EI_{x0}} \left\{ -\frac{1}{\gamma_{bx}^2} + C_1 \right\} = 0$$

$$C_1 = -\frac{Pl^2}{\gamma_{bx}^2 EI_{x0}} \rightarrow \gamma_{bx} = 1 \rightarrow C_{1\gamma_{bx}=1} = -\frac{Pl^2}{EI_{x0}} \quad (8)$$

Таким чином, закономірність зміни кутів повороту перерізу балки із лінійним законом зміни жорсткості буде

$$\frac{d\eta}{ldt_z} = \frac{1}{\gamma_{bx}^2} \frac{Pl^2}{EI_{x0}} \left\{ -(1-\gamma_{bx})\ln(1-\gamma_{bx}t_z) - \gamma_{bx}t_z \right\} \quad (9)$$

Перший випадок: $t_z = 1$; $\gamma_{bx} \neq 0$. На вільному кінці балки кут повороту перерізу буде

$$\frac{d\eta}{ldt_z} = \frac{1}{\gamma_{bx}^2} \frac{Pl^2}{EI_{x0}} \left\{ -(1-\gamma_{bx})\ln(1-\gamma_{bx}) - \gamma_{bx} \right\}.$$

Другий випадок: $t_z = 1$; $\gamma_{bx} = 1,0$. Вигин клиноподібної консольної балки

$$\frac{d\eta}{ldt_z} = \frac{Pl^2}{EI_{x0}} \left\{ -\frac{1}{1} \right\} = -\frac{Pl^2}{EI_{x0}} \rightarrow \frac{d\eta}{ldt_z} = -\frac{Pl^2}{EI_{x0}} \quad (10)$$

Це рішення співпадає з відомим рішенням [17].

Третій випадок: $t_z = 1$; $\gamma_{bx} \rightarrow 0$. Балка має постійний переріз, тоді функція кутів повороту (9) має вигляд

$$\frac{d\eta}{ldt_z} = \frac{Pl^2}{EI_{x0}} \left\{ \frac{-(1-\gamma_{bx})\ln(1-\gamma_{bx}) - \gamma_{bx}}{\gamma_{bx}^2} \right\} \quad (11)$$

Отриманий вираз (11) відноситься до випадку невизначеності в теорії границь, так як маємо

$$\lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \ln(1-\gamma_{bx}) \rightarrow 0.$$

Тоді рівняння (11) відноситься до випадку невизначеності типу

$$\lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left(\frac{0}{0} \right)$$

$$\lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \frac{(1-\gamma_{bx})\ln(1-\gamma_{bx}) + \gamma_{bx}}{\gamma_{bx}^2} = \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \frac{0}{0};$$

Використаємо правило Лопітала-Бернуллі (1696 р.). Так, за ним невизначеність відношення функцій дорівнює відношенню похідних цих функцій:

$$\lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left[\frac{(1-\gamma_{bx})\ln(1-\gamma_{bx}) + \gamma_{bx}}{\gamma_{bx}^2} \right] = \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left\{ \frac{[(1-\gamma_{bx})\ln(1-\gamma_{bx}) + \gamma_{bx}]'}{[\gamma_{bx}^2]'} \right\}$$

Далі

$$\lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left\{ \frac{[(1-\gamma_{bx})\ln(1-\gamma_{bx}) + \gamma_{bx}]'}{[\gamma_{bx}^2]'} \right\} = \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left[\frac{-\ln(1-\gamma_{bx})}{2\gamma_{bx}} \right].$$

Але можливий і інший запис останнього рівняння, через формули наслідків другої чудової (особливої) границі:

$$\left(1 - \frac{1}{\gamma_{bx}} \right)^{\frac{1}{\gamma_{bx}}} = e.$$

Тепер вірно

$$\lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left\{ \frac{[(1-\gamma_{bx}) \ln(1-\gamma_{bx}) + \gamma_{bx}]'}{[\gamma_{bx}^2]'} \right\} = \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left[\frac{-\ln e}{2} \right] = -\frac{1}{2}$$

Остаточно варіант формули наслідків другої чудової (особливої) границі є таким

$$\lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left[\frac{-\ln(1-\gamma_{bx})}{2\gamma_{bx}} \right] = \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left[\frac{-\ln e}{2} \right] = -\frac{1}{2}. \quad (12)$$

Таким чином, показано що кут повороту вільного кінця консольної балки дорівнює

$$\frac{d\eta}{dt_z} = -\frac{Pl^2}{EI_{x0}} \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left\{ \frac{(1-\gamma_{bx}) \ln(1-\gamma_{bx}) + \gamma_{bx}}{\gamma_{bx}^2} \right\} = \frac{Pl^2}{2EI_{x0}} \quad (13)$$

А це відповідає максимальному куту повороту вільного кінця консольної балки [17] постійного перерізу. Таким чином, підтверджена достовірність отриманої аналітичної формули для визначення кутів повороту консольної балки із змінним перерізом полиць (9).

Прогин консольної двотаврової балки із змінною шириною полиць. Інтегрування диференціальної залежності (9) кутів повороту перерізів металевої балки із змінною шириною полиць приводить до аналітичного виразу прогинів консольної балки. Граничні умови закріплення консольної балки: відсутність кутів повороту і переміщень у защемленні приводять до $C_2 = 0$.

$$\eta = \frac{Pl^3}{EI_{x0}} \left[\frac{(1-\gamma_{bx})(1-\gamma_{bx}t_z) \ln(1-\gamma_{bx}t_z)}{\gamma_{bx}^3} + \frac{(1-\gamma_{bx})t_z}{\gamma_{bx}^2} - \frac{t_z^2}{2\gamma_{bx}} \right] \quad (14)$$

Диференціювання отриманого рівняння (14) дає рівняння кутів повороту перерізів (9).

Формула для визначення максимальних переміщень вільного кінця консольної балки буде при будь-якій змінності параметра ширини полиці

$$\eta_n = \frac{Pl^3}{EI_{x0}} \left\{ \frac{(1-\gamma_{bx})^2}{\gamma_{bx}^3} \ln(1-\gamma_{bx}) + \frac{2-3\gamma_{bx}}{2\gamma_{bx}^2} \right\}. \quad (15)$$

Випадок перший - параметр змінності ширини полиць $\gamma_{bx}=1$, що відображає форму полиць у вигляді клину, відтоді прогин балки консолі буде

$$\eta_{z=1} = \eta_n = \frac{Pl^3}{EI_{x0}} \left\{ -(1-1)^2 [\ln(1-1)] + \frac{(2-3)}{2} \right\} = -\frac{Pl^3}{2EI_{x0}}. \quad (16)$$

Формула (16) підтверджує достовірність отриманих результатів, так як відповідає рішенням клиноподібної консольної балки із постійною висотою перерізу і змінною шириною [17].

При постійному перерізі консольної сталеві балки $\gamma_{bx} \rightarrow 0$ останнє рівняння (16) переходить до невизначеності границь типу «0/0». Для розкриття невизначеності двічі скористаємося правилом Лопіталя-Бернуллі, і отримаємо рівняння

$$\begin{aligned} \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left\{ \frac{(1-\gamma_{bx})^2}{\gamma_{bx}^3} \ln(1-\gamma_{bx}) + \frac{2-3\gamma_{bx}}{2\gamma_{bx}^2} \right\} = \\ = -\frac{1}{3} \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left[\ln(1-\gamma_{bx}) - \frac{1}{\gamma_{bx}} \right]. \end{aligned} \quad (17)$$

За отриманою формулою (12) варіанта формули наслідків другої чудової (особливої) границі рівняння прогинів пружної сталеві консольної балки постійного перерізу (16) для вільного кінця перейде до відомого аналітичного

$$\text{запису [17]: } \eta_n = \frac{Pl^3}{3EI_{x0}}.$$

Таким чином отримані формули для визначення прогинів пружної консольної балки із змінною шириною полиці (14) та кутів повороту перерізу (9) є вірними і співпадають для граничних форм з відомими аналітичними рішеннями.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Узагальнено отримано аналітичний вираз для визначення прогинів (14) і кутів повороту (9) консольних сталевих балок зі змінною шириною полиці при розташуванні початку координат в центрі ваги найбільшого перерізу. Отримано варіант формул наслідків другої чудової (особливої) границі

$$\lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} \left[-\frac{\ln(1-\gamma_{bx})}{\gamma_{bx}} \right] = \lim_{\gamma_{bx} \rightarrow 0} [-\ln e] = -1.$$

Це дало змогу аналітично доказати співпадіння отриманих рішень при переході до двотаврових балок постійного перерізу. Проведені числові дослідження також підтвердили отриманий результат. Такий підхід може бути розповсюджений для двотаврових балок із змінною шириною полиць при різних умовах обпирання. Також отримані формули можуть бути використані при лінійній зміні всієї жорсткості балки з урахуванням зміни модуля деформації сталі.

ЛІТЕРАТУРА

1. **S.P. Timoshenko, and J.M. Gere**, "Theory of Elastic Stability", New York: Mc-Graw Hill, 1961.
2. **Баженов В.А.** Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії / В.А.Баженов, Ю.В.Ворона, А.В.Перельмутер. – К.: Каравела, 2016. – 428.
<http://scadsoft.com/download/History.pdf>
3. **Bazhenov V.** The heterogeneous prismatic finite element with variable crosssectional area and taking into account the variability of components of metric tensor / V. Bazhenov, A. Shkrii', S.Piskunov, D.Bogdan // *Strength of Materials and Theory of Structures*. – 2010. – Issue. 85. – P. 3- 22.
4. **Bilyk S. I.** Stability analysis of bisymmetrical tapered I-beams / S. I. Bilyk // *Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures* Proceeding of the XI international conference on metal structures (ICMS–2006): *Pzeszow, Poland, 21–23 June 2006-p.* – *Pzeszow, 2006.* – C.254–255.
5. **Dynnyk A.** Using Bessel functions for tasks The theory of elasticity. Part 2: vibration theory/ AN Dynnyk. - Ekaterinoslav: *Printing house E. I. Kogan, 1915.* - 137 p.
6. **Dynnyk A.** Stability of elastic systems / A.N. Dynnyk. - М.: *ОНТИ, 1935.* -186
<https://www.twirpx.com/file/2146790/>
7. **Belyy G., Askinazi V.** Overall stability of steel web-tapered members// *Materials Physics and Mechanics*, 31 (2017). – P 63-66
https://mpm.spbstu.ru/userfiles/files/MPM131_17_belyy.pdf
8. **Білик С. І.** Рациональні сталеві каркаси малоенергоємних будівель із двотаврів змінного перерізу : дис. доктора. техн. наук : 05.23.01 /С.І. Білик – Київ, 2008. – 460 с.
9. **Білик А.С., Коваленко А. І.** Сучасні методи моделювання прогресуючого руйнування будівель і споруд // *Строительство. Материаловедение. Машиностроение* : сб. научн. тр..- Днепропетровск. Серия, *Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения* 87/2016 – С. 35-41.
<http://library.knuba.edu.ua/pdf>.
10. **Білик С.І.** Порівняння о місцевої стійкості стінок двотаврових балок за ДБН В.2.6-198-2014 і Єврокодом 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010) при пружній роботі сталі/ С.І. Білик, Л.І. Лавриненко, Н. Альтайє // *Будівельні конструкції. Теорія і практика. Зб. наук. пр. Bun. I.* – Київ. МОН України, КНУБА, 2017. – С. 36–47.
http://nbuv.gov.ua/UJRN/budktp_2017_1_8
11. **Daurov M.K., Bilyk A.S.** Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: *KNUBA, 2019.* – Issue 102. – P. 62-68.
<http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-102/08-102.pdf>
12. **Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I.** Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: *KNUBA, 2018.* – Issue 100. – P. 140-154.
http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-100/11-100_bilyk.pdf.
13. **Bilyk S.** Determination of critical load of elastic steel column based on experimental data // *Підводні технології. Промислова та цивільна інженерія. міжнар. наук.-вироб. журн. К., КНУБА, Bun.04/2016, С.89-96.*
<http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf>
14. **Білик С.І. Білик А.С.** Коефіцієнт стійкості центрально-стиснутих сталевих елементів з урахуванням початкових деформацій та геометричних недосконалостей / Білик С.І., Білик А.С.// *Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып.№82. - Дн-вск., ПГАСА, 2015.-С.32-37.*
<http://srd.pgasa.dp.ua:8080/bitstream/123456789/3402/1/Bilyk.pdf>
15. **Saffari H., Rahgozar R., Jahanshahi R.** An efficient method for computation of effective length factor of columns in a steel gabled frame with tapered members// *Journal of Constructional Steel Research*, 64 (2008) – P. 400–406.

https://www.researchgate.net/profile/Reza_Rahgozar/publication/235679033.pdf

16. **Sklyarov I.O.** Application of monosymmetrical i-beams in light metal frames with variable stiffness / *Sklyarov I.O. // Odes'kyi Politechnichnyi Universytet. Pratsi: Scientific, science and technology collected articles.* — Odesa, 2016. — Issue 1(48). — 106 p. — Language: ENG-UKR. C. 30-34. DOI: [10.15276/opu.1.48.2016.06](https://www.researchgate.net/publication/301902796_application_of_monosymmetrical_i-beams_in_light_metal_frames_with_variable_stiffness)
https://www.researchgate.net/publication/301902796_application_of_monosymmetrical_i-beams_in_light_metal_frames_with_variable_stiffness
17. **Писаренко Г.С.** Справочник по сопротивлению материалов // Г.С. Писаренко, А.П. Яковлев В.В.Матвеев /, - Киев: «Дельта», 2008.-816с.
18. **Білик А.** Методика визначення коефіцієнту розрахункової довжини колон багатопверхових рам шарнірно закріплених на фундаментах/ А. Білик, Є. Цюпин, Л. Джанов // *Зб. наук. пр. Вип. 4. – Київ. МОН України, КНУБА, 2019. – С. 70–77.* DOI: [10.32347/2522-4182.4.2019.70-77](http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/18/4/PDF%20V4/8-70-77.pdf)
<http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/18/4/PDF%20V4/8-70-77.pdf>

REFERENCES

1. **S.P. Timoshenko, and J.M. Gere**, “Theory of Elastic Stability”, *New York: Mc-Graw Hill, 1961.*
2. **Bazhenov V.A.** Budivelna mekhanika i teoriia sporud. Narysy z istorii (Construction mechanics and the theory of structures. Essays on history) / V.A. Bazhenov, Yu.V. Vorona, A.V. Perelmuter. – K.: *Karavella*, 2016. – 428 p. (in Ukrainian)
<https://scadsoft.com/download/History.pdf>
3. **Bazhenov V.** The heterogeneous prismatic finite element with variable crosssectional area and taking into account the variability of components of metric tensor /V. Bazhenov, A. Shkriil', S.Piskunov, D.Bogdan // *Strength of Materials and Theory of Structures.* – 2010. – Issue. 85. – P. 3- 22.
4. **Bilyk S. I.** Stability analysis of bisymmetrical tapered I-beams / S. I. Bilyk // *Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures Proceeding of the XI international conference on metal structures (ICMS–2006): Pzeshow, Poland, 21–23 June 2006-p. – Pzeshow, 2006. – C.254–255.*
5. **Dynnyk A.** Using Bessel functions for tasks The theory of elasticity. Part 2: vibration theory/ AN Dynnyk. - *Ekaterynoslav: Printing house E. I. Kogan, 1915. - 137 p.*
6. **Dynnyk A.** Stability of elastic systems / A.N. Dynnyk. - M.: *ONTI, 1935. -186*
<https://www.twirpx.com/file/2146790/>
7. **Belyy G., Askinazi V.** Overall stability of steel web-tapered members// *Materials Physics and Mechanics, 31 (2017).* – P 63-66
https://mpm.spbstu.ru/userfiles/files/MPM131_17_belyy.pdf
8. **Bilyk S. I.** Rational steel frameworks of low-power buildings from two-stage worms: dis. the doctors. tech. Sciences: 05.23.01 /S.I. Bilyk - *Kyiv, 2008. - P. 460*
9. **Білик А.С., Коваленко А. І.** Сучасні методи моделювання прогресуючого руйнування будівель і споруд // *Строительство. Материаловедение. Машиностроение : сб. научн. тр..- Днепропетровск. Серия, Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения 87/2016 – С. 35-41.*
<http://library.knuba.edu.ua/pdf>.
10. **Bilyk S.I.** Determination of the minimal stiffness of the double-tee beams according to DBN V.2.6-198-2014 and Eurocode 3 (DSTU-N B EN 1993-1-1: 2010) with spring robot steel / S.I. Bilyk, L.I. Lavrinenko, N. Altaye // *Bu-divelny constructions. Theory and practice. Coll. scienc. pr. rel 1. - Kyiv. MES of Ukraine, KNUCA, 2017. - P. 36–47.*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/budktp_2017_1_8
11. **Daurov M.K., Bilyk A.S.** Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 62-68.*
<http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-102/08-102.pdf>
12. **Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I.** Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154.*
http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-100/11-100_bylik.pdf.
13. **Bilyk S.** Determination of critical load of elastic steel column based on experimental data // *Підводні технології. Промислова та*

цивільна інженерія. міжнар. наук.-вироб. журн. К., КНУБА, Вип.04/2016, С.89-96. <http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf>

14. **Bilyk S. I.** Reduction factor for buckling of central-compressed steel elements considering initial geometrical imperfections and residual stresses / S.I. Bilyk, A.S. Bilyk // *Construction, materials science, mechanical engineering*. PDABA. Dnipropetrovsk, 2015, no. 82, pp. 32–37. (in Ukrainian). <http://srd.pgasa.dp.ua:8080/bitstream/123456789/3402/1/Bilyk.pdf>
15. **Saffari H., Rahgozar R., Jahanshahi R.** An efficient method for computation of effective length factor of columns in a steel gabled frame with tapered members// *Journal of Constructional Steel Research*, 64 (2008) – P. 400–406. https://www.researchgate.net/profile/Reza_Rahgozar/publication/235679033.pdf
16. **Sklyarov I.O.** Application of monosymmetrical i-beams in light metal frames with variable stiffness / *Sklyarov I.O.* // *Odes'kyi Politechnichnyi Universytet. Pratsi: Scientific, science and technology collected articles*. — Odesa, 2016. — Issue 1(48). — 106 p. — Language: ENG-UKR. C. 30-34. DOI: [10.15276/opu.1.48.2016.06](https://doi.org/10.15276/opu.1.48.2016.06) https://www.researchgate.net/publication/301902796_application_of_monosymmetrical_i-beams_in_light_metal_frames_with_variable_stiffness
17. **Pisarenko G.C.** Handbook of material resistance // G.C. Pisarenko, A.P. Yakovlev V.V.Matveev /.- Kyiv.: «DeLTA», 2008.- 816 p.
18. **Bilyk A.S.** Method of determining the coefficient of the calculated length of the columns, hinged to the lower end by the method of initial parameters / A.Bilyk, E. Tsyupyn, L. Dzhanov // *Зб. наук. пр. Вип. 4. – Київ. МОН України, КНУБА, 2019. – С. 70–77*. DOI: [10.32347/2522-4182.4.2019.70-77](https://doi.org/10.32347/2522-4182.4.2019.70-77) <http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/18/4/PDF%20V4/8-70-77.pdf>

Features of the analytical solution of the problem of displacement cantilever steel beams with variable flange depth

*Artem Bilyk, Valeriy Nuzhniy,
Liubomyr Dzhanov, Vadim Perestiuk*

Summary. The article is devoted to the problem of generalization of the influence of the variability of stiffness of elastic steel elements on the displacement and angles of rotation in the Cartesian coordinate system when placing the origin of the coordinates in the center of gravity of the largest cross section. Cantilever elastic I-beam steel beam with variable flange depth is considered.

The obtained formulas show the influence of the variability of the I-beam cross-section on the moment of inertia in two main axes. This made it possible to write the differential equation of beam bending as a linear equation with variable coefficients.

The solution of the differential equation makes it possible to obtain analytical formulae for determining the displacements and angles of rotation of the cross section of cantilever I-beams with variable flange depth. To confirm the obtained analytical expressions in the transition to the definition of deflections and angles of rotation of the I-beams with a constant cross-section, the L'Hôpital-Bernoulli rule was used. A variant of the formula for the consequences of the second remarkable (special) boundary in the disclosure of uncertainty is obtained.

This makes it possible to prove by an analytical approach the coincidence of the obtained solutions with the solutions for constant cross-section I-beams. Numerical studies also confirmed the obtained result. This approach can be applied to I-beams with variable flange depth under different support conditions.

The obtained displacement formulas make it possible to check the stiffness of cantilever steel I-beams with a linear change in their stiffness of the beams according to the deflection limits. The obtained results can also be used for research of I-beams with variable flange depth under different support conditions. The obtained displacement formulas make it possible to check the stiffness of cantilever steel I-beams with a linear change in their stiffness of the beams according to the deflection limits. The obtained results can also be used for research of I-beams at linear change of stiffness, including a change of the modulus of deformation of steel at limited plastic work deformations on different sections of a beam.

Keywords. Elastic steel beam; cantilever beam; steel beam with variable depth of the flanges; displacements; angles of rotation of the section; uncertainty and the rule of L'Hôpital-Bernoulli

Інженерна методика розрахунку елементів з клеєної деревини, армованої композитною арматурою

Денис Михайловський¹, Микола Комар²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-7404-4757>

²kolya.komar0519@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-3631-8999>

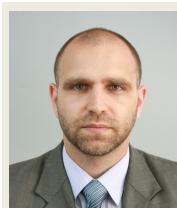
DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.93-100

Анотація. Світовий досвід впровадження дерев'яних конструкцій, зокрема конструкцій з клеєної деревини (ККД), підтверджує доцільність їх використання. Однією з основних ККД є балки. Армвання балочних конструкцій дозволяє значно підвищити їх міцність і збільшити жорсткість.

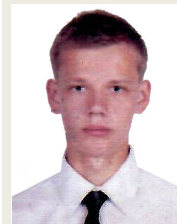
Враховуючи структуру і особливості роботи елементів з клеєної деревини прямокутного поперечного перерізу, армованих композитною арматурою, для детального аналізу напружено-деформованого стану запропоновано методику, яка полягає в застосуванні до стандартних формул розрахунку приведених характеристик поперечного перерізу: приведеної площі, приведенного моменту інерції, приведенного моменту опору. Для розрахунку елементів з клеєної деревини прямокутного поперечного перерізу, армованих композитною арматурою, за другим граничним станом (експлуатаційною придатністю) рекомендується використовувати приведений модуль пружності перерізу до дошок зовнішніх шарів, у яких і будуть спостерігатись максимальні нормальні напруження.

Для аналізу запропонованої методики проведено ряд чисельних досліджень звичайних балок з клеєної деревини та балок з клеєної деревини, армованих композитною арматурою, одного класу міцності з застосуванням аналітичних методик розрахунку та за допомогою методу скінченних елементів (МСЕ) у програмному комплексі (ПК) ЛІРА-САПР, із використанням плоских скінченних елементів (СЕ).

Із проведених чисельних досліджень видно, що результати розрахунків балок з клеєної деревини, армованих композитною арматурою і з клеєної деревини одного класу міцності різняться в межах 25% в бік збільшення значень прогинів та нормальних напружень в елементах



Денис Михайловський
професор кафедри металевих і
дерев'яних конструкцій
д.т.н., доцент.



Микола Комар
аспірант кафедри металевих і
дерев'яних конструкцій

з клеєної деревини, армованих композитною арматурою в залежності від відсотку армування.

Підтверджено, що аналітичний розрахунок балок з клеєної деревини, армованих композитною арматурою, рекомендується проводити за запропонованою в роботі методикою, яка дозволяє враховувати товщину і механічні характеристики деревини дошок, з яких складається клеєний поперечний переріз елемента та армування, що значно розширює діапазон використання перерізів з клеєної деревини, армованих композитною арматурою.

Крім того, моделювання конструкцій з клеєної деревини, армованої композитною арматурою, можливе стержневими елементами з наданням їм приведенного модуля пружності за запропонованою методикою, що значно спрощує розрахунок складних стержневих систем.

Ключові слова. Клеєна деревина; армування; аналітична методика розрахунку; метод скінченних елементів; конструкції з клеєної деревини; приведені геометричні характеристики перерізу; приведений модуль пружності.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Широкий світовий досвід впровадження будівельних конструкцій з деревини, зокрема з клеєної деревини, різноманітного призначення підтверджує доцільність їх використання [1-3]. Особливого розповсюдження для перекриття середніх, великих і навіть дуже великих прольотів (більш ніж 100 м) набувають конструкції з клеєної деревини (ККД). Цьому сприяє той факт, що клеєна деревина ефективно акумулює в собі позитивні властивості деревини як конструкційного матеріалу, насамперед, відносно високу міцність, і дозволяє значно нівелювати недоліки цільної деревини. Більш докладно про впровадження ККД в

Україні говориться в [4-8]. Одним із напрямів удосконалення ККД є їх армування, в тому числі і композитною арматурою.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У вітчизняних нормативних документах ДСТУ-Н Б В.2.6-184:2012 та ДСТУ-Б.В.2.6-217-2016 [9, 10], ДБН В.2.6-161:2017 [11] вказівки щодо розрахунку чи будь-який інший інженерний підхід до конструкцій з клеєної деревини, армованих композитною арматурою, відсутній.

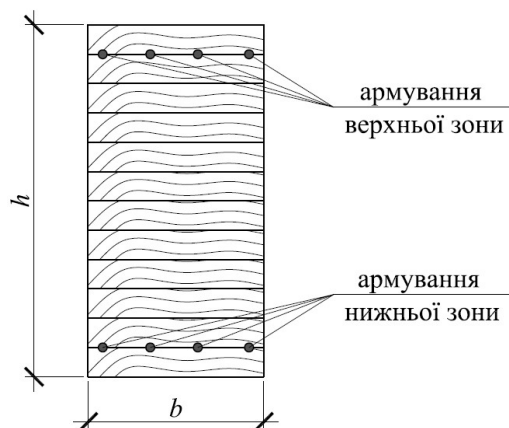


Рис.1. Поперечний переріз елемента з клеєної деревини, армованого композитною арматурою в нижній зоні.

Fig.1. Cross section of glued laminated timber element reinforced with composite reinforcement in the lower zone.

Мета. В цій роботі представлено інженерну методику розрахунку елементів з клеєної деревини, армованих композитною арматурою, яка полягає у застосуванні загальних формул, які містяться в ДБН В.2.6-161:2017, з урахуванням наявності в поперечному перерізі арматурних стержнів, які мають інші фізико-механічні характеристики в порівнянні з деревиною, шляхом використання приведених геометричних характеристик поперечного перерізу та приведених модулів пружності, з приведенням фізико-механічних властивостей до дошок зовнішніх шарів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Враховуючи структуру і особливості роботи елементів з клеєної деревини армованих композитною арматурою прямокутного поперечного перерізу, для детального аналізу напружено-деформованого стану необхідно одержати приведені характеристики лише вздовж волокон (вісь x).

Приведена площа поперечного перерізу до дошок зовнішніх шарів:

$$A_{x,ef} = \sum A_{x,i} \frac{E_{x,i}}{E_x}, \quad (1)$$

де:

$A_{x,i}$ – площа перерізу i -го шару дошок та армування (переріз перпендикулярний осі x – вздовж волокон деревини дошок зовнішнього шару);

E_x – модуль пружності дошок відносно осі x , вздовж волокон зовнішнього шару;

$E_{x,i}$ – модуль пружності i -го шару дошок відносно осі x та модуль пружності армування.

Приведений момент інерції перерізу до дошок зовнішніх шарів:

$$I_{x,ef} = \sum I_{x,ef,i} \frac{E_{x,i}}{E_x} + \sum a_i^2 A_i \frac{E_{x,i}}{E_x}, \quad (2)$$

де:

$I_{x,i}$ – момент інерції перерізу перпендикулярного осі x i -го шару дошок та арматури;

$A_{x,i}$ – площа перерізу i -го шару дошок та арматури перпендикулярного осі x ;

a_i – відстань від нейтральної осі перерізу панелі до осі центру перерізу i -го шару дошок та арматури;

E_x – модуль пружності дошок вздовж волокон;

$E_{x,i}$ – модуль пружності i -го шару дошок та арматури відносно осі x .

Приведений момент опору поперечного перерізу до дошок зовнішніх шарів:

$$W_{x,ef} = \frac{I_{x,ef}}{h_z}; \quad (3)$$

в якій:

$I_{x,ef}$ – приведений момент інерції поперечного перерізу перпендикулярного осі x , який слід визначати за формулою (2);

h_z – відстань від центру ваги поперечного перерізу до крайнього волокна в якому визначається напруження.

Для розрахунку елементів з клеєної деревини, армованої композитною арматурою, прямокутного поперечного перерізу за другим граничним станом (експлуатаційною придатністю) необхідно визначити приведений модуль пружності перерізу до дошок зовнішніх шарів.

Приведений модуль пружності клеєного елемента визначається з умови:

$$I_{x,ef} E_x = I_{x,br} E_{ef}; \quad (4)$$

де:

$I_{x,ef}$ – приведений момент інерції поперечного перерізу перпендикулярного осі x , який слід визначати за формулою (2);

E_x – модуль пружності дошок зовнішніх шарів вздовж волокон;

$I_{x,br}$ – момент інерції перерізу без врахування наявності армування;

E_{ef} – приведений модуль пружності елемента з клеєної деревини армованого композитною арматурою вздовж волокон.

З формули (4) одержуємо формулу для визначення приведенного модуля пружності елемента з клеєної деревини, армованого композитною арматурою вздовж волокон:

$$E_{ef} = \frac{I_{x,ef} E_x}{I_{x,br}}. \quad (5)$$

Приведений модуль пружності деревини слід використовувати введенням параметрів жорсткості стержневого скінченного елемента в сучасні програмні комплекси для розрахунку елементів чи конструкцій з клеєної деревини, армованих композитною арматурою.

Для апробації запропонованої методики розрахунку елементів з клеєної деревини, армованих композитною арматурою, проведено чисельні дослідження балки, що працює на згин, поперечним перерізом з 8-ми дошок (рис. 2) з армуванням.

Визначимо формули (1-3) в параметричному вигляді для клеєного пакету з восьми дошок (рис. 2).

Для аналізу запропонованої методики проведено ряд чисельних досліджень балок

з клеєної деревини одного класу міцності з армуванням композитною арматурою та без нього з використанням аналітичних методик розрахунку та за допомогою методу скінченних елементів (МСЕ) у програмному комплексі (ПК) ЛІРА-САПР.

Чисельні дослідження МСЕ проведено з застосуванням об'ємних СЕ №36 та плоских СЕ №41.

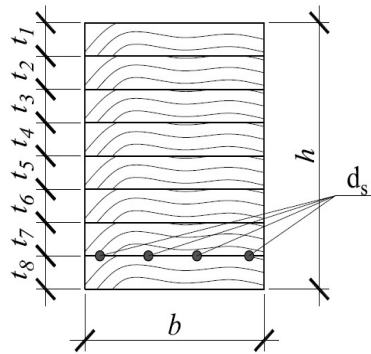


Рис.2. Геометрична схема поперечного перерізу балки з армуванням нижньої зони.

Fig.2. The geometric layout of the cross section of beams with reinforcement of the lower zone.

Об'єктом чисельних досліджень прийнято балки з клеєної деревини одного класу міцності з армуванням композитною арматурою та без нього, на двох шарнірних опорах прямокутного поперечного перері-

зу, завантажені рівномірно розподіленим навантаженням різної інтенсивності, прольотами 4 м, 6 м, 8 м.

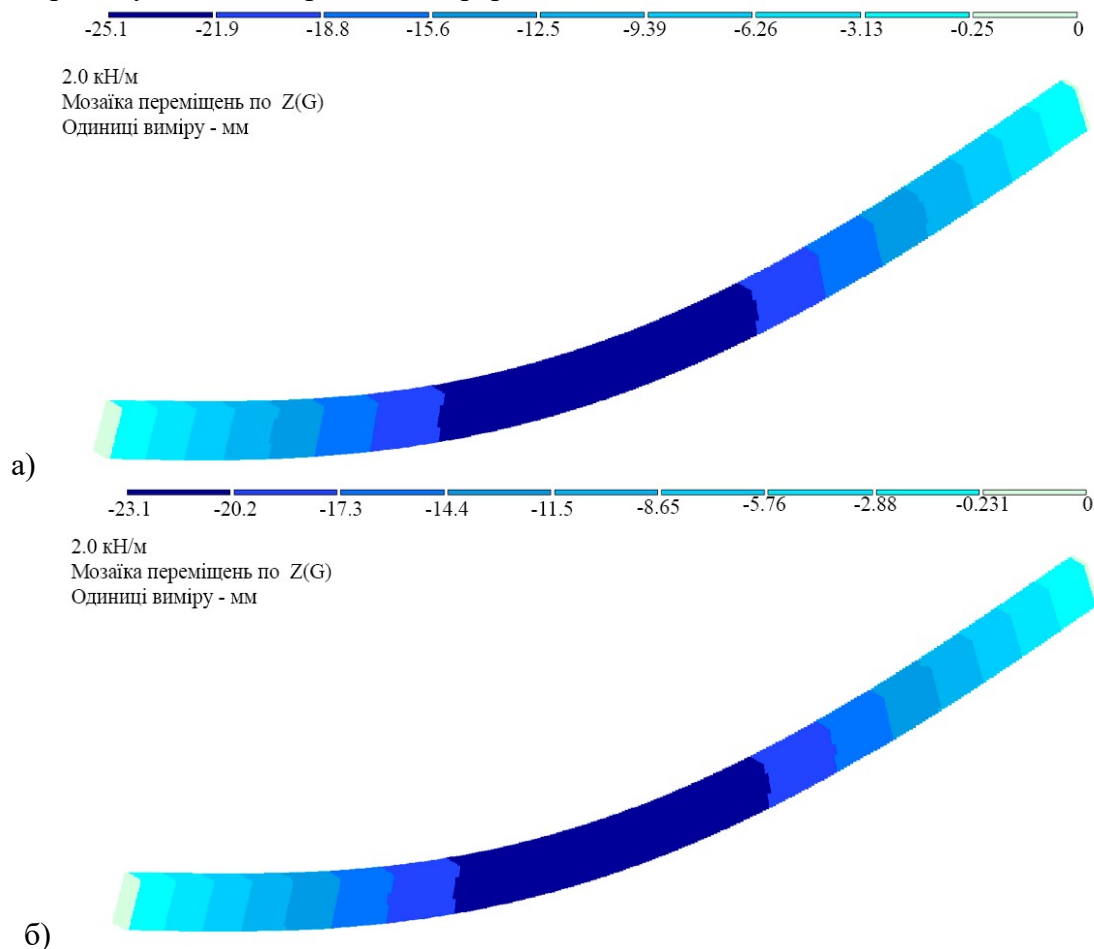


Рис.3. Ізополя вертикальних деформацій в балках з клеєної деревини без армування (а) та армованих балок (б) прольотом 6 м при рівномірно розподіленому навантаженні 2 кН/м

Fig.3. Isofields of vertical deformations in glued laminated timber beams without reinforcement (a) and reinforced beams (b) with a span of 6 m at an evenly distributed load of 2 kN/m

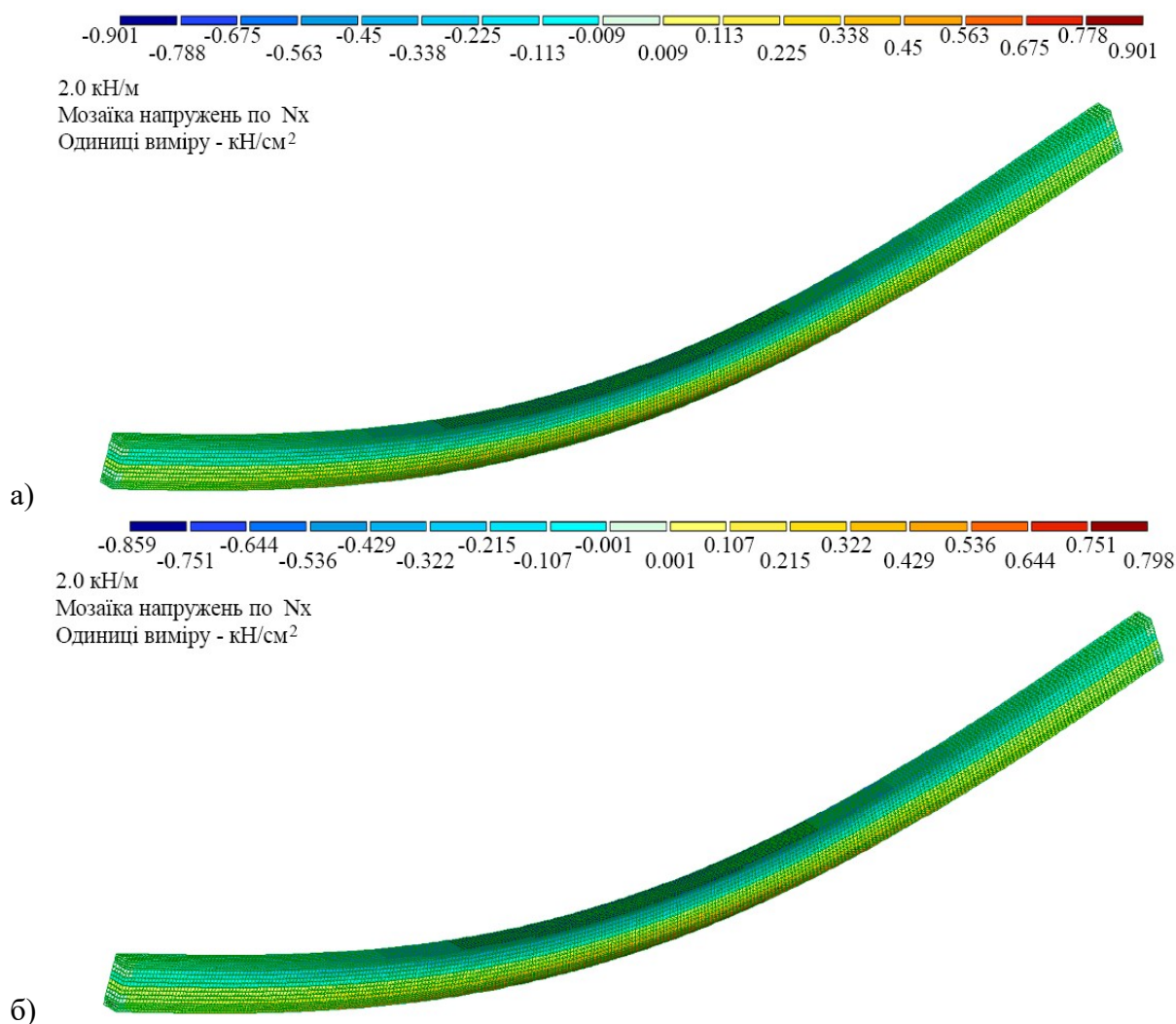


Рис.4. Ізополя нормальних напружень в балках з клеєної деревини без армування (а) та армованих балок (б) прольотом 6 м при рівномірно розподіленому навантаженні 2 кН/м

Fig.4. Isopolies of normal stresses in beams made of glued laminated timber without reinforcement (a) and reinforced beams (b) with a span of 6 m at evenly distributed load of 2 kN/m

Поперечний переріз балок з клеєної деревини одного класу міцності при заданні об'ємними СЕ №36 та плоскими СЕ №41 складено з деревини класу міцності С35 з наступними механічними властивостями: модуль пружності деревини вздовж волокон $E_1 = E_{0,mean} = 13000$ МПа, модуль пружності деревини поперек волокон $E_2 = E_3 = E_{90,mean} = 430$ МПа, модуль зсуву $G = G_{mean} = 810$ МПа. При моделюванні балок з армуванням додатково задавались характеристики композитної арматури: мо-

дуль пружності вздовж волокон

$$E_1 = E_{0,mean} = 50\,000 \text{ МПа.}$$

Результати дослідження та їх обговорення. Ізополя вертикальних деформацій та нормальних напружень вздовж волокон деревини за результатами чисельних досліджень МСЕ для балок з клеєної деревини з армуванням та без нього прольотом 6 м представлено на рис. 3 та рис. 4.

З проведених чисельних досліджень ви-

дно, що результати розрахунків балок з клеєної деревини одного класу міцності з армуванням та без нього різняться в межах 25% в бік збільшення значень прогинів та нормальних напружень в елементах з одно-

рідної клеєної деревини без армування і залежать від відсотку армування.

Табл. 1. Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для балок з клеєної деревини одного класу міцності з армуванням та без нього при рівномірно розподіленому навантаженні 2,0 кН/м.

Table 1. Values of deflections and maximum normal stresses for glued laminated timber beams of the same strength class with and without reinforcement at a uniformly distributed load of 2.0 kN/m.

Прольот, м		4		6		8	
Методики розрахунку	EI (W_x), кНсм ² (см ³)	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²
Класична методика. Балка без армування	14976x10 ³ (960,0)	4,5	0,42	22,5	0,94	71,2	1,67
Запропонована методика. Балка армована, 1%	17109x10 ³ (1026,1)	3,9	0,39	19,7	0,88	62,3	1,56
Запропонована методика. Балка армована, 2%	19221x10 ³ (1087,6)	3,5	0,37	17,6	0,83	55,5	1,47
МСЕ з плоскими СЕ №41	без армування	4,8	0,402	23,2	0,90	72,3	1,60
МСЕ з плоскими СЕ №41	армована 1%	4,46	0,385	21,56	0,86	67,12	1,53
МСЕ з плоскими СЕ №41	армована 2%	4,21	0,372	20,29	0,83	63,09	1,47
МСЕ з об'ємними СЕ №36	без армування	4,7	0,402	25,1	0,90	72,3	1,60
МСЕ з об'ємними СЕ №36	армована 1%	4,74	0,383	23,1	0,86	72	1,53
МСЕ з об'ємними СЕ №36	армована 2%	4,45	0,369	21,6	0,83	67,4	1,47

Проведені розрахунки методом скінченних елементів у програмному комплексі ЛІРА-САПР балок з клеєної деревини одного класу міцності з армуванням нижньої зони та без нього змодельованих об'ємними СЕ №36 та плоскими СЕ №41 показали майже повне співпадіння результатів з розбіжністю до 4%. Це дає змогу стверджувати про можливість суттєвого спрощення моделювання елементів з клеєної деревини використанням плоских СЕ №41.

Результати розрахунку балок з клеєної деревини, армованої композитною армату-

рою, за запропонованою аналітичною методикою з застосуванням приведених геометричних характеристик поперечного перерізу, які слід визначати за формулами (1) - (3), та приведенного модуля пружності (4) та методом скінченних елементів в ПК ЛІРА-САПР показали розбіжність в межах 5%.

Таким чином аналітичний розрахунок балок з клеєної деревини, армованої композитною арматурою, рекомендується проводити за запропонованою в даній роботі методикою, яка дозволяє враховувати параметри армування та механічні характеристики

арматури, що значно полегшує аналітичний розрахунок таких елементів та розширює діапазон їх використання.

З одержаних результатів стає зрозумілим, що армування розтягнутої зони балки з клеєної деревини дозволяє суттєво зменшити її деформативність та нормальні напруження розтягу вздовж волокон. Причому ефективність армування досягає 25% при відсотку армування поперечного перерізу 2%. Крім того, визначення приведенного модуля пружності поперечного перерізу дозволяє застосовувати при моделюванні складних конструкцій стержньових СЕ, а це у свою чергу дасть можливість спростити розрахунок таких конструкцій в рази.

Наведені в табл. 1 результати розрахунку балок з клеєної деревини з армуванням та без нього за запропонованою аналітичною методикою з застосуванням приведених геометричних характеристик поперечного перерізу, які слід визначати за формулами (1) - (3), та приведенного модуля

пружності (4) та методом скінченних елементів в ПК ЛІРА-САПР показали розбіжність в межах 5%.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Як видно з одержаних результатів, розрахунок методом скінченних елементів в ПК ЛІРА-САПР дає достатньо високе співпадіння (в межах 5-10%) з запропонованою аналітичною методикою, з визначенням приведених характеристик перерізу за формулами (1) – (3), при розрахунку елементів з деревини одного класу міцності, армованих композитною арматурою, а відповідно може бути застосований для аналізу армованих елементів з клеєної деревини. Застосування армування композитною арматурою елементів з клеєної деревини має підвищити надійність цих конструкцій і розширити діапазон їх застосування.

ЛІТЕРАТУРА

1. Клееные деревянные пространственные конструкции покрытий зданий и сооружений. ВНИИТПИ Госстроя СССР. - М. - 1989. - 38 с.
2. Деревянные конструкции в строительстве. [Л. М. Ковальчук, С. Б. Турковский и др.] - М.: Стройиздат, 1995. - 248 с.
3. Деревянные конструкции мостов и путепроводов. ВНИИТПИ Госстроя СССР, М.: - 1989. - 45 с.
4. **Пермяков В.А.** Состояние и перспективы применения строительных деревянных конструкций в Украине / В. А. Пермяков, В. З. Клименко – К. : АБУ, часопис Економіка будівництва. №4. 2005. – С. 36-41.
5. **Кліменко В.З.** Вітчизняний досвід впровадження в капітальному будівництві конструкцій з клеєної деревини. Здобутки і проблеми / В. З. Кліменко – К. : науково-виробничий журнал Будівництво України №5 2009. – С. 17-21.
6. **Михайловский Д.В.** Перспективы застосування деревини як будівельного матеріалу. // Науковий журнал "Вісник Сумського національного аграрного університету" Серія "Будівництво" Випуск 10 (18); Суми: Сум-НАУ, 2014. - С. 100 - 105.
7. **Михайловский Д.В.** Застосування деревини

- та деревинних матеріалів у будівництві. // *Международный информационно-технический журнал Оборудование и инструмент для профессионалов (деревообработка)* - №4 / 199. - Харків, 2017. - С. 40 - 44.
8. **Михайловский Д.В.** Світовий досвід і перспективи розвитку багатопверхового будівництва з деревини. // "Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури" Випуск 61, 2016; Одеса: ОДАБА, 2016. - С. 270 - 277.
 9. **ДСТУ-Н Б В.2.6-184:2012** «Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування.» / Кліменко В.З., Білик С.І., Михайловский Д.В., Стоянов В.В., Найчук А.Я., Фурсов В.В., Кириленко В.Ф. // - Київ, "Укрархбудінформ" 2013. – 120с.
 10. **ДСТУ-Б.В.2.6-217-2016** «Проектування будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини.» / Кліменко В.З., Найчук А.Я. // - Київ, "Укрархбудінформ" 2016. – 143 с.
 11. **ДБН В.2.6-161:2017** «Дерев'яні конструкції. Основні положення.» / керівник розробки: Фурсов В.В., відповідальний виконавець: Михайловский Д.В., Найчук А.Я. та інші // - Київ, "Укрархбудінформ" 2017. – 125 с.

REFERENCES

1. Glued timber spatial structures of coatings of

- buildings and structures. *VNIINTPI Gosstroya SSSR*. - M. - 1989. - 38 p.
2. Wooden structures in construction. [L. M. Koval'chuk, S. B. Turkovskij i dr.] - M.: *Strojizdat*, 1995. - 248 p.
 3. Wooden structures of bridges and overpasses. *VNIINTPI Gosstroya SSSR, M.*: - 1989. - 45 p.
 4. **Permyakov V.A.** State and prospects of using building timber structures in Ukraine /V. Z. Klimenko – K. : *ABU, Journal of Construction Economics*. №4. 2005. – P. 36 41.
 5. **Klimenko V.Z.** Domestic experience in the introduction of plywood structures in capital construction. Achievements and problems /– K. : *scientific and production magazine Construction of Ukraine* №5 2009. – P. 17-21.
 6. **Mikhailovskiy D.V.** Prospects for the use of wood as a building material. // *Scientific Journal "Bulletin of Sumy National Agrarian University" Series "Construction" Issue 10 (18); Sumi: SumNAU*, 2014. - P. 100 - 105.
 7. **Mikhailovskiy D.V.** Application of wood and wood materials in construction. // *International Information and Technical Journal Equipment and tools for professionals (woodworking)* - №4 / 199. - Kharkiv, 2017. - P. 40 - 44.
 8. **Mikhailovskiy D.V.** World experience and prospects for the development of multi-storey wooden construction. // *"Bulletin of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture" Issue 61, 2016; Odessa: ODABA*, 2016. - P. 270 - 277.
 9. **DSTU-N B.V.2.6-184:2012** «Constructions from solid and glued timber. Design guide» / *Klimenko V.Z., Bilik S.I., Mikhailovskiy D.V., Stoyanov V.V., Naychuk A.Ya., Fursov V.V., Kirilenko V.F.* // - Kyiv, *Ukrarchbudininform* 2013. – 120 p.
 10. **DSTU B.V.2.6-217-2016** «Design of building structures from solid and glued timber» / *Klimenko V.Z., Naychuk A.Ya.* // - Kyiv, *Ukrarchbudininform* 2016. – 143 p.
 11. **DBN V.2.6-161:2017** «Wooden structures. Substantive provisions» / *development manager: Fursov VV, responsible executor: Mikhailovskiy DV, Naychuk A.Ya. and other* // - Kyiv, *Ukrarchbudininform* 2017. – 125 p.

Engineering method of calculation of elements made of glued timber reinforced with composite reinforcement

Denis Mykhaylovskiy, Mykola Komar

Summary. The world experience of introduction of wooden constructions, in particular constructions from glued wood, confirms expediency

of their use. One of the main structures made of glued wood are beams. Reinforcement of beam structures allows to increase their durability and increase rigidity considerably.

Taking into account the structure and features of the work of glued wood elements of rectangular cross-section, reinforced with composite reinforcement, for a detailed analysis of the stress-strain state, a method is proposed, which consists in applying to the standard formulas of calculation of the cross-sectional characteristics: , the reduced moment of inertia, the reduced moment of resistance. To calculate the elements of glued wood of rectangular cross section, reinforced with composite reinforcement, according to the second limit state (serviceability), it is proposed to use the reduced modulus of elasticity of the section to the boards of the outer layers, in which the maximum normal stresses will be observed.

To analyze the proposed method, a number of numerical studies of conventional glued beams and glued beams reinforced with composite reinforcement of the same strength class using analytical calculation methods and using the finite element method (FEM) in the software package) LIRA-CAD, using flat finite elements (CE).

From the conducted numerical researches it is visible that results of calculations of beams made of the glued wood reinforced by composite armature and the ones made of the glued wood of one class of durability differ within 25% towards increase of values of deflections and normal stresses in the elements from the glued wood reinforced. composite reinforcement depending on the percentage of reinforcement.

It is confirmed that the analytical calculation of glued wood beams reinforced with composite reinforcement is recommended to be carried out according to the proposed method. This technique allows to take into account the thickness and mechanical characteristics of wood boards that make up the glued cross-section of the element and reinforcement, which significantly expands the range of use of glued wood cross-sections reinforced with composite reinforcement.

In addition, the modeling of plywood structures reinforced with composite reinforcement is possible with rod elements with the provision of the reduced modulus of elasticity according to the proposed method, which greatly simplifies the calculation of complex rod systems.

Keywords. Glued timber; reinforcement; analytical calculation method; finite element method; glued timber structures; geometric cross-sectional characteristics; modulus of elasticity.

Алгоритм розв'язання системи лінійних та нелінійних рівнянь напіваналітичним методом скінчених елементів для криволінійних неоднорідних призматичних тіл

Юрій Максим'юк¹, Марина Гончаренко², Іван Мартинюк³, Олександр Максим'юк⁴

^{1,2,3,4}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹maksymiuk.iuv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-5814-6227>

²goncharenko.mv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-7396-5335>

³ivan.martinyuk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7957-2068>

⁴sashamaksymiuk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-2367-3086>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.101-108

Анотація. Реалізовано алгоритм методу блочних ітерацій розв'язання лінійних і нелінійних рівнянь напіваналітичним методом скінчених елементів для криволінійних неоднорідних призматичних тіл.

Матриця системи розв'язувальних рівнянь напіваналітичного методу скінчених елементів при розгляді неоднорідних призматичних тіл, незалежно від вибору системи координатних функцій, є повністю заповненою та складається з блоків, кожен з яких володіє стрічковою структурою. Вирішення систем з матрицею такого виду найбільш раціонально проводити методом блочних ітерацій. Оскільки розроблений підхід орієнтований на розгляд процесів пружної та пружно-пластичної деформації, рішення систем лінійних та нелінійних рівнянь виконується з використанням єдиного алгоритму, що представляє собою поєднання крокового методу інтегрування та параметру методу блочних ітерацій.

При розгляді фізично нелінійних задач матриця жорсткості формується з припущенням пружної роботи матеріалу. Обчислення елементів матриці жорсткості для геометрично нелінійних задач проводиться відповідно тих же формул, однак всі величини, які в них входять, визначені у змінній відліковій конфігурації на кожному кроці по параметру.

Розроблена методика вирішення фізично та геометрично нелінійних задач для масивних та тонкостінних неоднорідних криволінійних призматичних об'єктів представлених у вигляді комплексу прикладних програм, які реалізовані в Науково-дослідному інституті будівельної механіки Київського національного університе



Максим'юк Юрій
професор кафедри будівельної
механіки
д.т.н., професор



Гончаренко Марина
доцент кафедри будівельної
механіки
к.т.н., доц.



Мартинюк Іван
докторант кафедри будівельної
механіки
к.т.н.



Максим'юк Олександр
аспірант КНУБА

ту будівництва і архітектури, що орієнтується на персональні електронні обчислювальні машини, операційна система MS WINDOWS.

Комплекс прикладних програм написаний на алгоритмічних мовах високого рівня FORTRAN Power Station і C.

Ключові слова. Метод скінчених елементів (МСЕ); напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ); лінійні і нелінійні рівняння, криволінійні неоднорідні призматичні тіла; метод блочних ітерацій (МБІ); комплекс прикладних програм (КПП).

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Вибір оптимального з точки зору витрат машинного часу та швидкості збіжності ітераційного процесу алгоритму вирішення систем лінійних та нелінійних рівнянь НМСЕ є важливим фактором, що впливає на ефективність методу в цілому. Як показали численні дослідження, використання МБІ до вирішення систем рівнянь НМСЕ [1,2] для призматичних тіл зі змінними параметрами має ряд важливих переваг у порівнянні з вирішенням систем традиційного варіанта МСЕ.

При організації обчислювального процесу та його програмній реалізації враховані основні вимоги, які висуваються до програмного забезпечення розрахунку міцності на сучасних персональних гаджетах. Модульна структура розробленої системи програм забезпечує її не замкненість відносно нових класів задач.

АЛГОРИТМ ВИРІШЕННЯ СИСТЕМ ЛІНІЙНИХ ТА НЕЛІНІЙНИХ РІВНЯНЬ. ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИН, ЩО ВХОДЯТЬ

Матриця системи розв'язувальних рівнянь НМСЕ при розгляді неоднорідних призматичних тіл, незалежно від вибору системи координатних функцій, є повністю заповненою та складається з блоків, кожен з яких володіє стрічковою структурою. Вирішення систем з матрицею такого виду найбільш раціонально проводити МБІ. Оскільки розроблений підхід орієнтований на розгляд процесів пружної та пружно-пластичної деформації, рішення систем лінійних та нелінійних рівнянь виконується з використанням єдиного алгоритму, що представляє собою поєднання крокового методу інтегрування та параметру МБІ:

$$\{U_l\}_{n+1}^m = \{U_l\}_n^m + \omega_{on} [K_{ll}]^{-1} (\{Q_l\}^m - \{R_l\}_n^m) \quad (1)$$

Тут прийняті наступні позначення:

m - номер кроку;

$\{U_l\}_n^m, \{U_l\}_{n+1}^m$ - коефіцієнти розкладання

вектора вузлових переміщень та ітераційх та $n+1$;

ω_{on} - параметр релаксації ($1 \leq \omega < 2$); K_{ll}

- діагональна підматриця матриці жорсткості системи;

$\{Q_l\}^m$ - вектор вузлових навантажень;

$\{R_l\}_n^m$ - вектор вузлових реакцій на ітерації n .

Елементи діагональних підматриць ($[K_{ll}]$) визначають шляхом повузлового обходу дискретної моделі та підсумовування відповідних коефіцієнтів матриць жорсткості кінцевих елементів, що примикає до даного вузла. При розгляді фізично нелінійних задач матриця жорсткості формується з припущенням пружної роботи матеріалу. Обчислення елементів матриці жорсткості для геометрично нелінійних задач проводиться відповідно тих же формул, однак всі величини, які в них входять, визначені у змінній відліковій конфігурації на кожному кроці по параметру. Коректність такого підходу при вирішенні геометрично нелінійних задач показана в [1-6].

Вектор вузлових навантажень $\{Q_l\}^m$

формується на кожному кроці навантаження. Для отримання виразу його компонент запишемо варіацію роботи зовнішніх сил для одного з вузлів:

$$\delta A = \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \int_{-1}^1 q_{m(S_1 S_2)} \delta U_{m(S_1 S_2)} \sqrt{g} dx^3 \quad (2)$$

Вузлові значення зовнішніх навантажень $q_{m(S_1 S_2)}$ обчислюються шляхом інтегрування прикладеного навантаження q по області поперечного перерізу тіла, яке виконується кількісно по формулі трапецій. Розкладемо в ряд по координатним функці-

ям вузлові значення переміщень у відповідності з

$$u_{m'}(s_1, s_2) = \sum_{l=0}^L u_{m'}^l(s_1, s_2) \varphi^l.$$

Тоді

$$\delta A = \sum_{s_1=\pm 1} \sum_{s_2=\pm 1} \int_{-1}^1 q_{m'(s_1, s_2)} \sum_{l=0}^L \delta U_{m'(s_1, s_2)}^l \varphi^{(l)} \sqrt{g} dx^3 \quad (3)$$

або

$$\delta A = \sum_{s_1=\pm 1} \sum_{s_2=\pm 1} \sum_{l=0}^L q_{m'(s_1, s_2)}^l \delta U_{m'(s_1, s_2)}^l \quad (4)$$

де через $q_{m'(s_1, s_2)}^l$ - компоненти вектору $\{Q_l\}$, які визначаються за формулою:

$$q_{m'(s_1, s_2)}^l = \int_{-1}^1 q_{m'(s_1, s_2)}^l \varphi^{(l)} \sqrt{g} dx^3 \quad (5)$$

Після проведення по третій координаті кількісне інтегрування по формулі Гауса, отримуємо:

$$q_{m'(s_1, s_2)}^l = \sum_{K=1}^N (q_{m'(s_1, s_2)} \varphi^{(l)} \sqrt{g})_K H_K \quad (6)$$

Компоненти вектора вузлових реакцій $\{R_l\}_n^m$ визначається шляхом підсумовування відповідних компонентів $\{r_l\}$ та ітерації n .

Компоненти вектора $\{r_l\}$ обчислюються відповідно до формул наведених в роботах [7, 89]. Для випадку силового навантаження значення векторів напруження та їх похідних, що входять у вираз для $\{r_l\}$ визначаються із співвідношення:

$$\sigma^{ij} = C^{ijmn} \varepsilon_{mn}^e \quad (7)$$

При розрахунках конструкцій на теплові впливи напруження обчислюються через температурні деформації. Коефіцієнти розкладу температурних складових деформації в ряд Маклорена виражаємо через вузлові значення вектора температур:

$$\varepsilon_{ij}^{0\theta} = \frac{1}{4} \sum_{s_1=\pm 1} \sum_{s_2=\pm 1} \alpha_T T_{(s_1, s_2)} g_{ij}^0, \quad 8$$

$$\varepsilon_{\alpha(\alpha), (3-\alpha)}^{0\theta} = \frac{1}{4} \sum_{s_1=\pm 1} \sum_{s_2=\pm 1} \alpha_T T_{(s_1, s_2)} (2S_{(3-\alpha)}^0 g_{\alpha(\alpha)}^0 + 2Z_{\alpha}^{0, m'} Z_{\alpha}^{0, m'}).$$

$$\varepsilon_{3\alpha, (3-\alpha)}^{0\theta} = \frac{1}{4} \sum_{s_1=\pm 1} \sum_{s_2=\pm 1} \alpha_T T_{(s_1, s_2)} (2S_{(3-\alpha)}^0 g_{3\alpha}^0 + Z_{\alpha}^{0, m'} Z_{\alpha}^{0, m'} + Z_{\alpha}^{0, m'} Z_{\alpha}^{0, m'} + Z_{\alpha}^{0, m'} Z_{\alpha}^{0, m'}).$$

$$\varepsilon_{33, \alpha}^{0\theta} = \frac{1}{4} \sum_{s_1=\pm 1} \sum_{s_2=\pm 1} T_{s_1, s_2} (2S_{\alpha}^0 g_{33}^0 + 2Z_{\alpha}^{0, m'} Z_{\alpha}^{0, m'}).$$

Представимо співвідношення (8) у векторному вигляді

$$\begin{cases} \varepsilon^{0\theta} \\ \varepsilon^{0\theta} \end{cases} = [L] \{T\}, \quad (9)$$

де

$$\{T\}^T = \{T_{(-1, -1)}\} \{T_{(1, -1)}\} \{T_{(1, 1)}\}^T \quad (10)$$

Оскільки зв'язок між напруженнями та деформаціями здійснюється відповідно до закону Гука, то для напружень, викликаних діями температури, можна записати:

$$\begin{cases} \sigma^{0\theta} \end{cases} = [C] \{\varepsilon\} \quad (11)$$

У випадку, коли об'єкт зі змінними фізико-механічними характеристиками та постійною геометрією піддадуть температурному навантаженню при обчисленні напружень, відбудуться відповідні спрощення.

Напруження та її похідні, корегуються при виникненні деформацій пластичності [10] та повзучості [11, 12] відповідно прийнятому закону стану по методиці, аналогічній [13].

Збільшення напружень на кожній ітерації знаходяться по збільшенням деформацій відповідно до закону Гука, потім здійснюється корегування компонент девіатору напружень.

Коли процес деформування перетікає при таких швидкостях та температурі, що деформаціями повзучості можна знехтувати, корегування здійснюється у відповідності з прийнятими умовами текучості

$$f_p = \frac{1}{2} S_{ij} S^{ij} - \tau_s^2(\chi, T) = 0 \quad (12)$$

Через S_n^{*ij} визначені компоненти діватора після корегування:

$$S_n^{*ij} = S_n^{ij} \frac{\tau_S}{I} \quad (13)$$

При одночасному виникненню деформацій пластичності та повзучості на початку кожного кроку у часі обчислюється межа повзучості.

Межа повзучості залежить від температури, параметра зміцнення та швидкості деформацій повзучості та визначається ітераційним шляхом:

$$\tau_c^m = \left[\frac{\varepsilon_c^{n-1}}{\alpha} (\psi)^\beta \right]^{\frac{1}{\gamma}}, \quad \tau_c^m = \left[\frac{\varepsilon_c^{n-1}}{\alpha} (\psi)^\beta \right]^{\frac{1}{\gamma}}, \quad (14)$$

де

α , β та γ - контакти, що визначені для даного матеріалу при даній температурі;

ε_c^{n-1} - швидкість деформації повзучості, обчислена на ітерації $n-1$.

Потім проводиться порівняння τ_s та τ_c . При $\tau_c \leq \tau_s$ деформації пластичності відсутні та корегування напружень проводиться описаним раніше способом тільки на величину деформацій повзучості. При $\tau_c > \tau_s$ можуть розвиватися тільки деформації пластичності.

У роботі [1,2] при вирішенні фізично та геометрично нелінійних задач [14-16] у плоскій та вісесиметричній постановці запропонована модифікація метода Ньютона-Канторовича, основана на екстраполяції вектора переміщень, обчисленим на попередньому кроці по параметру.

Ефективність застосування екстраполяції вектора переміщень при використанні МБІ досліджена на задачі про пласку осадку бруса квадратного перерізу між шорсткими пласко-паралельними плитами. Максимальний ступінь осадки по висоті склала 15%.

Поєднання МБІ з екстраполяціями вектора переміщень для цієї задачі дає скорочення числа ітерацій більше, ніж у 5 разів у порівнянні з немодифікованим алгоритмом при збереженні точності отримуваних результатів.

СТРУКТУРА ОБЧИСЛЮВАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ

Розроблена методика вирішення фізично та геометрично нелінійних задач для масивних та тонкостінних неоднорідних криволінійних призматичних об'єктів представлених у вигляді КПП, які реалізовані в Науково-дослідному інституті будівельної механіки КНУБА, що орієнтується на ПЕОМ, операційна система MSWINDOWS. КПП написаний на алгоритмічних мовах високого рівня FORTRAN Power Station і С.

Організаційно обчислювальний комплекс PRIZ представляє подальший розвиток системи «МІЦНІСТЬ» і розроблений у відповідності з основними принципами побудови проблемно-орієнтованих пакетів програм. При створенні комплексу дотримувалась модульність його структури, що забезпечує незамкненість пакету прикладних програм PRIZ відносно нових класів досліджуваних об'єктів, типів крайових задач і алгоритмам обчислювальних процесів.

У теперішній час існує два розділи проблемно-орієнтованих підсистем PRIZ: вирішення задач термопластичності здійснюється розділом PRIZPL; для дослідження геометрично нелінійних об'єктів слугує розділ PRIZGL. Організаційна структура розділів представлена на рис. 1.

PRIZPL (PRIZGL) – ім'я розділу та управляючої програми. На цьому рівні відбувається опис основних масивів інформації та звернення до гілок завантаження. Економія ресурсів оперативної пам'яті ЕОМ забезпечується використанням оператора CALL LOAD GO фактичним параметром котрого слугує ім'я гілки завантаження.

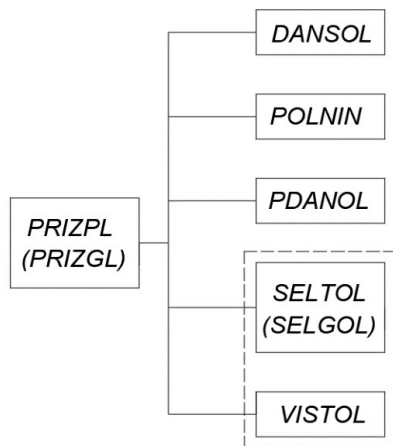


Рис.1. Схема структури обчислюваного комплексу.

Fig.1. Scheme of the structure of the calculated complex.

DANSOL – ім'я управляючої програми гілки завдання та обробки первинної інформації про об'єкт.

Основними вихідними даними є інформаційні масиви (поле координат, поле температур, поле ознак, поле номерів сіткових координат і поле навантажень), розміри сіткової області, параметри кількісного інтегрування (координати точок інтегрування та їх кількість, значення вагових функцій).

Програми гілки DANSOL (рис. 2) формують набір вихідних даних, що відображають топологію об'єкта (TELOT і POLOT), його геометрію (GEOM), умови закріплення (ZAKRES і ZAKREP).

Модуль FUNVES містить інформацію про координати точок інтегрування та обчислює відповідні значення вагових функцій. SETKOS виконує обчислення сіткових координат вузлів дискретної моделі, по якій у модулі NOKOS визначається значення наскрізного номеру вузла. У процесі роботи програми GEOM та SETKOS використовують модулі типу INTERP, INTERL, які дозволяють задавати інформацію зміщеними блоками, межі яких визначені значеннями сіткових координат. Блок DANSOL передбачає також задання параметрів, які характеризують інтенсивність зовнішніх впливів та фізичні властивості матеріалу, параметрів управління організацією крокового процесу та контрольного друку, а також кількості утримуваних членів розкладання і

точність вирішення систем лінійних та нелінійних рівнянь.

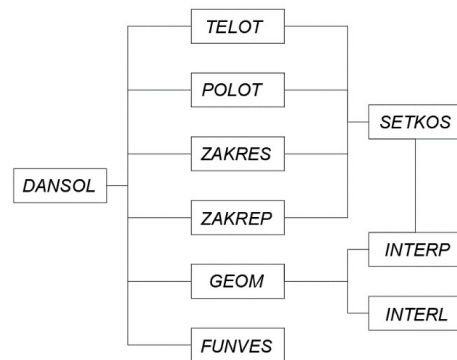


Рис.2. Схема структури програми гілки DANSOL.

Fig.2. Scheme of the program structure of the DANSOL branch.

Підпрограма POLNIL, звернення до якої відбувається після загрузки гілки DANSOL, проводить обчислення значень координатних функцій та їх похідних по Z^3 у точках інтегрування та заповнює відповідні масиви.

PDANOL – ім'я управляючої програми гілки контрольного друку перетворених вихідних даних. Результатом її роботи є таблиця координат вузлів сіткової області, полів ознак, які характеризують умови закріплення і значень координатних функцій та їх похідних. Зовнішнє навантаження може бути задане у вигляді вимушених зміщень окремих точок поверхні (підпрограма MASUL), силових (підпрограма NAGRUZ) або температурних впливів (TEMPER). Модуль PDANOL забезпечує контрольний друк відповідних масивів.

Завантаження гілок SELTOL та VISTOL організоване у циклі по крокам навантаження. При вирішенні геометрично нелінійних задач у рамках розділу PRIZGL замість SELTOL відбувається звернення до модуля SELGOL.

SELTOL – ім'я управляючої підпрограми гілки вирішення задачі термопластичності.

SELGOL – ім'я управляючої підпрограми гілки вирішення задачі пластичної деформації.

Структурна схема гілки вирішення нелінійної задачі представлена на рис. 3.

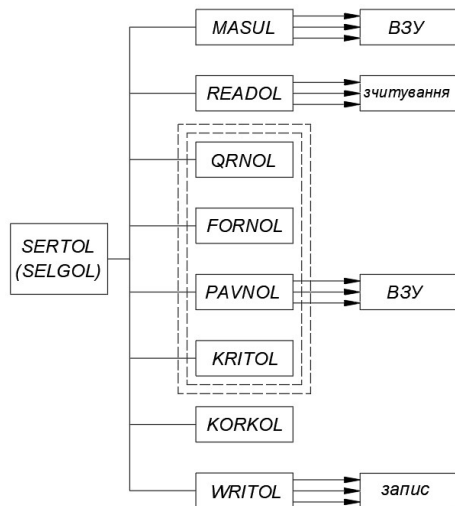


Рис.3. Схема структури програми гілки SERTOL (SELGOL).

Fig.3. Scheme of the program structure of the SERTOL (SELGOL) branch.

Блок MASUL забезпечує можливість задання вимушених зміщень окремих частин конструкції. Звернення до нього відбувається на першій інтеграції. Для геометрично нелінійних задач при реалізації алгоритму x екстраполяцією переміщення, їх значеннями, вирішеними на попередньому кроці програма MASUL працює тільки один раз на першій інтеграції першого кроку. У рамках модуля SELTOL (SELGOL) організовані вкладені цикли по ітераціях і по утримуваним членам розкладання. Виклик програм QRNOL, FORPOL, PAVNOL, KRITOL проводиться із внутрішнього циклу.

Модуль QRNOL забезпечує формування вектору зовнішніх навантажень, обчислення вузлових реакцій та перевірку виконання рівняння рівноваги. Формування та складання діагональних підматриць жорсткості та виконання прямого та зворотнього ходу метода Гауса виконує блок FORPOL. При вирішенні фізично нелінійних задач діагональні підматриці жорсткості формуються тільки на першому кроці по параметру навантаження. Для задач про великі пластичні деформації обчислення компонентів матриці жорсткості відбувається на кожному кроці (або через фіксовану кількість кроків) у перемінній відліковій конфігурації за даними попереднього кроку.

Підпрограма PAVNOL формує на зовнішніх запам'ятовуючих пристроях масиви координатних переміщень та їх похідних шляхом відновлення їх по значенням для кожного члена розкладання. Перевірка умови збіжності ітераційного процесу вирішення систем лінійних та нелінійних рівнянь виконується у підпрограмі KRITOL. Гілка SELGOL передбачає також покроковий перерахунок компонентів масиву координат вузлів вихідної дискретної моделі з врахуванням обчислених значень координатних переміщень, який виконує модуль KORKOL. Звернення до KORKOL відбувається після виходу з ітераційного циклу. Безперервність вирішення задачі кроковим методом забезпечується зберіганням масиву напружень, а для геометрично нелінійних задач масивів напружень та переміщення вузлів, заповнених на попередньому кроці за параметром навантаження, запис яких на ЗЗП виконує програма WRITOL. Модуль READOL зчитує цю інформацію на початку виконання наступного кроку. При виконанні алгоритму екстраполяції переміщення визначення вектору вузлових реакцій у підпрограмі QRNOL на першій ітерації наступного кроку відбувається відповідно до значень переміщень, вирахованих на попередньому кроці.

VISTOL – ім'я управляючої програми гілки обробки та друку результатів розрахунку. Завантаження гілки VISTOL відбувається в кінці виконання кожного кроку або через деяку кількість кроків. У результаті роботи програм блоку VISTOL виконується зчитування масивів переміщень та напружень, що зберігаються на зовнішніх запам'ятовуючих пристроях, перетворення величин напружень, вирахованих у місцевій системі координат до їх значень та видача на друк таблиць вузлових переміщень, напружень у базисній системі координат, інтенсивності дотичних напружень та пластичних напружень.

Вивід інформації таким чином, що на початку кожного кроку друкується його номер, кількість ітерацій на даному кроці та загальна кількість ітерацій, виконаних з початку вирішення задачі.

ВИСНОВКИ

Отже, слід відмітити, що запропонована методика та пакет прикладних програм, що її реалізує, забезпечує високу ефективність НМСЕ порівняно з традиційним методом скінчених елементів при вирішенні систем лінійних та нелінійних рівнянь для виділеного класу об'єктів. Що дозволить в подальшому досліджувати напружено-деформований стан криволінійних неоднорідних призматичних тіл.

ЛІТЕРАТУРА

1. Гуляр А.И. Исследование эффективности различных алгоритмов решения задачи упруго-пластического равновесия / А.И. Гуляр, И.В. Половец // *Сопротивления материалов и теория сооружений*. -1983. Вып.42. – С.81-87.
2. Гуляр А.И. Численное моделирование на основе метода конечных элементов процессов пластического формоизменения тел вращения при наличии сил трения / А.И. Гуляр, И.В. Половец, А.С. Сахаров –*Рукопись деп. В УкрНИИТИ, № 1788 Ук-84 деп.*
3. Баженов В.А. Напряжено-деформованный стан і формозмінення в тілах обертання складної структури / В.А. Баженов, Ю.В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2019. – Вип. 102. – С. 3–12.
4. Максим'юк Ю.В. Вихідні співвідношення нелінійного динамічного формозмінення вісесиметричних та плоскодеформованих тіл / Ю.В. Максим'юк, І.І. Солодей, Р.Л. Стригун // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2019. – Вип. 102. – С. 252–262.
5. Максим'юк Ю.В. Індивідуальність тензорів деформацій, напружень та їх припоєднань при умові енергетичної сполученості / Ю.В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2017. – Вип. 99. – С. 151–159.
6. Пискунов С. О. Алгоритм розв'язання геометрично нелінійної задачі термов'язкопружнопластичного деформування вісесиметричних тіл / С. О. Пискунов, О. І. Гуляр, Ю. В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – 2009. – Вип. 83. – С. 25–42.
7. Maksimyyuk Yu.V. Basic relations for physically and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies / Yu.V. Maksimyyuk, S.O. Pyskunov, A.A. Shkriil', O.V. Maksimyyuk // *Strength of*

Materials and Theory of Structures: Scientific-&-Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P.70-83.

8. Гуляр О. Розв'язувальні співвідношення моментної схеми скінчених елементів в задачах термов'язкопружнопластичного деформування / О. Гуляр, Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк // *Будівельні конструкції теорія і практика* – 2020. – Вип. 6. – С. 72–84.
9. Максим'юк Ю. Розв'язувальні співвідношення моментної схеми скінчених елементів в задачах термов'язкопружнопластичного деформування / Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк // *Будівельні конструкції теорія і практика* – 2019. – Вип. 4. – С. 10–20.
10. Качанов Л.М. Основы теории пластичности. – М.: Физматгиз, 1960. – 456 с.
11. Закономерности ползучести и длительной прочности : справочник / [под ред. Шестерикова С. А.] – М. : Машиностроение, 1983. – 101 с.
12. Качанов Л.М. Теория ползучести. – М.: Физматгиз, 1969. – 420 с.
13. Уилкинс М.Л. Расчет упруго-пластических течений. / М.Л. Уилкинс // *В.кн. Вычислительные методы в гидротехнике*. – М.: Мир, 1987.-С. 212-263.
14. Лурье А. И. Теория упругости/ А. И. Лурье. – М. : Наука, 1970. – 940 с.
15. Лурье А.И. Нелинейная теория упругости/ А. И. Лурье. – М. : Наука, 1980. – 512с.
16. Поздеев А. А. Большие упруго-пластические деформации / А. А. Поздеев, П. В. Трусов, Ю. И. Няшин – М. : Наука, 1986. – 232 с.

REFERENCES

1. Gulyar A.I. Investigation of the effectiveness of various algorithms for solving the problem of elastic-plastic equilibrium / A.I. Gulyar, I.V. Polovets // *Resistances of materials and theory of structures*. -1983. Issue 42. - S.81-87.
2. Gulyar A.I. Numerical modeling on the basis of the finite element method of plastic deformation processes of bodies of revolution in the presence of friction forces. Gulyar, I.V. Polovets, A.S. Sakharov –*Manuscript dep. In UkrNIINTI, No. 1788 UK-84 dep.*
3. Bazhenov V.A. Stress-deforming mill and molding in the folds of folding structure / V.A. Bazhenov, Yu.V. Maksimyyuk // *Opir materials and theory of construction* - 2019. - Vip. 102. - S. 3–12.

4. **Maksimyuk Yu.V.** Evident performance of non-linear dynamic form change of weight-symmetric and flat-deforming types / Yu.V. Maksimyuk, I.I. Solodey, R.L. Strigun // *Opir materials and theory sporud* - 2019. - Vip. 102. - S. 252–262.
5. **Maksimyuk Yu.V.** The indifference of the strain tensors, the stress and the increment in the mind of an energetic well-being / Yu.V. Maksimyuk // *Opir material and theory sporud* - 2017. - Vip. 99. - S. 151–159.
6. **Piskunov S. O.** Algorithm for solving geometrically nonlinear problems of terms of visco-spring-plastic deformation of viscous-metric objects / S. O. Piskunov, O. I. Gulyar, Yu. V. Maksimyuk // *Opir materials and theory of construction*. - 2009. - VIP. 83. - S. 25–42.
7. **Maksimyuk Yu.V.** Basic relations for physical-ly and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies / Yu.V. Maksimyuk, S.O. Pyskunov, A.A. Shkrii', O. V. Maksimyuk // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific - & - Technical collected articles* - Kyiv: KNUBA, 2020. - Issue 104. - P.70–83.
8. **Gulyar O.** Solving relations of the moment scheme of finite elements in problems of thermoviscoelastic de-forming / O. Gulyar, Yu. Maksymyuk, A. Kozak, O. Maksymyuk // *Building constructions. Theory and practice* - 2020 - Vip. 6. - P. 72–84.
9. **Maksimyuk Yu.** Rozv'yazuvalny spivvid-wear moment schemes of skin elements in the problems of thermoviscoplastic de-molding / Yu. Maksimyuk, A. Kozak, O. Maksim'yuk // *Wake-up constructions theory and practice* - 2019. - VIP. 4. - P. 10–20.
10. **Kachanov L.M.** Foundations of the theory of plasticity. - Moscow: Fizmatgiz, 1960. -- 456 p.
11. Regularities of creep and long-term strength: handbook / [ed. **Shesterikova S. A.**] - M.: *Mechanical engineering*, 1983. –101 p.
12. **Kachanov L.M.** Creep theory. - Moscow: *Fizmatgiz*, 1969. -- 420 p.
13. Wilkins M.L. Calculation of elastic-plastic flows. / M.L. Wilkins // *V. kn. Computational methods in hydraulic engineering*. - M.: Mir, 1987.- S. 212–263.
14. **Lurie A. I.** Theory of elasticity / A. I. Lurie. - M.: Nauka, 1970. -- 940 p.
15. **Lurie A.I.** Nonlinear theory of elasticity / AI Lurie. - M.: Nauka, 1980. -- 512p.
16. **Pozdeev A. A.** Large elastic-plastic deformations / A. A. Pozdeev, P. V. Trusov, Yu. I. Nyashin - M.: Nauka, 1986. - 232 p.

Algorithm for solving a system of linear and nonlinear equations by the semianalytic finite element method for curvilinear inhomogeneous prismatic bodies

*Yurii Maksymiuk, Maryna Goncharenko,
Ivan Martyniuk, Oleksandr Maksymiuk*

Summary. The algorithm of the method of block iterations for solving linear and nonlinear equations by the semianalytic finite element method for curvilinear inhomogeneous prismatic bodies is implemented.

The matrix of the system of solving equations of the semianalytic finite element method when considering inhomogeneous prismatic bodies, regardless of the choice of the coordinate function system, is completely filled and consists of blocks, each of which has a tape structure. The solution of systems with a matrix of this type is most rationally carried out by the method of block iterations. Since the developed approach is focused on the consideration of elastic and elastic-plastic deformation processes, the solution of systems of linear and nonlinear equations is performed using a single algorithm, which is a combination of stepwise integration method and block iteration method parameter.

When considering physically nonlinear problems, the stiffness matrix is formed with the assumption of elastic work of the material. The calculation of the elements of the stiffness matrix for geometrically nonlinear problems is performed according to the same formulas, but all the values included in them are defined in a variable reference configuration at each step of the parameter.

A method for solving physically and geometrically nonlinear problems for massive and thin-walled inhomogeneous curvilinear prismatic objects presented in the form of a set of applications, which are implemented in the Research Institute of Structural Mechanics of Kyiv National University of Construction and Architecture, focused on personal electronic computers MS WINDOWS system. The set of applications is written in high-level algorithmic languages FORTRAN Power Station and C.

Keywords. Finite element method (FEM); semi-analytic finite element method (SFEM); linear and nonlinear equations; curvilinear inhomogeneous prismatic bodies; block iteration method (BLI); complex of application programs (CAP).

Досвід ремонту та хімзахисту залізобетонного стовбура технологічної башти гранулювання аміачної селітри №1 цеху М-9 ПрАТ «Азот» у м. Черкаси

*Анатолій Сінякін¹, Олександр Панченко², Дмитро Гладішев³,
Юрій Собко⁴, Роман Гладішев⁵*

¹Харківський Національний Університет будівництва та архітектури
40, Сумська, Харків, Україна, 61002

²ТОВ «Сіка Україна»

4, Миколи Грінченка, Київ, Україна, 03038

^{3,5}Національний університет «Львівська політехніка»

12, С.Бандери, Львів, Україна, 79013

⁴ ТОВ «Сіка Україна»

169, Зелена, Львів, Україна, 79068

¹sinyakin.anatoliy@ua.sika.com, [http:// orsid.org/ 0000-0003-0546-3074](http://orsid.org/0000-0003-0546-3074)

²panchenko.aleksandr@ua.sika.com, [http:// orsid.org/ 0000-00031634-0715](http://orsid.org/0000-00031634-0715)

³dmytro.h.hladyshev@lpnu.ua, [http:// orsid.org/ 0000-0003-3978-8600](http://orsid.org/0000-0003-3978-8600)

⁴sobko.yuriy@ua.sika.com, [http:// orsid.org/ 0000-0002-7710-468X](http://orsid.org/0000-0002-7710-468X)

⁵hladyshverd@gmail.com, [http:// orsid.org/ 0000-0002-4819-5359](http://orsid.org/0000-0002-4819-5359)

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.109-120

Анотація. У роботі розглянуті деякі питання щодо досвіду ремонту та хімзахисту залізобетонного стовбура технологічної башти гранулювання аміачної селітри №1 цеху М-9 ПрАТ «Азот» у м. Черкаси, завдання технічного оцінювання реального стану залізобетонних та сталевих конструкцій діючих підприємств. Описано варіанти первинного та вторинного захисту конструкцій від корозії.

Більшість споруд хімічної промисловості України були побудовані у 50-60 роках минулого століття і в умовах хімічних впливів, поверхневі шари бетону стовбура башти суттєво втратили свою проектну міцність. Також виявлено дефекти, які проявляються у вторинному захисті бетону. Виявлено, що при первинному огляді залізобетонних конструкцій технологічної башти гранулювання аміачної селітри стан бетону гранбашти №1 на ряді ділянок має суттєві, як поверхневі так і наскрізні руйнування.

За результатами обстеження була запропонована конструкція посилення стовбура башти системою радіальних та вертикальних ребер жорсткості, що потребувало суттєвого розвантаження всієї башти. Розроблена технологічна карта виконання ремонтних робіт, а також фі-



Анатолій Сінякін

доцент кафедри фізико-хімічної механіки та технології будівельних матеріалів, к.т.н., доцент



Олександр Панченко

директор ТОВ «Сіка Україна», к.т.н.



Дмитро Гладішев

доцент кафедри архітектурного проектування та інженерії, к.т.н., доцент



Юрій Собко

Керівник західного відділення ТОВ «Сіка Україна», к.т.н., доцент



Роман Гладішев

магістр 1 р./н. кафедри будівельних конструкцій та мостів

нішне захисне покриття бетонних внутрішніх поверхонь стовбура гранбашти.

Концерн Sika, який є одним із світових лідерів у галузі розроблення та впровадження інноваційних технологій та матеріалів для будівництва і промисловості, з успіхом реалізує свої напрацювання в Україні. Для розглянутої споруди фірма Sika запропонувала системи ремонтів та хімзахисту від агресивних впливів внутрішньої та зовнішньої поверхонь залізобетонного стовбура башти. Використання безперервного хімічного захисту бетону зсередини та ззовні гранбашти з використанням інноваційних продуктів, систем та рішень Sika дозволяє сформулювати висновок, що інноваційні рішення пробивають собі дорогу в практиці будівельного виробництва, не дивлячись на відсутність адекватної нормативної бази.

Ключеві слова: баштова промислова споруда; хімічні впливи; технічний стан; дефекти бетону; інноваційні технології; матеріали і системи фірми Sika; посилення; ремонт, хімзахист.

ВСТУП

Питання технічного оцінювання реального стану залізобетонних та сталевих конструкцій діючих підприємств зазвичай знаходяться у компетенції спеціальних підрозділів експлуатуючих організацій. Регулярний та своєчасний огляд дозволяє з достатньою точністю оцінити фактичний стан конструкцій за зовнішнім виглядом поверхні бетону, наявністю тріщин, прогинів та інших дефектів. Складніше, коли до елементів конструкцій не має доступу та коли крім атмосферних впливів на бетон діють різні хімічно агресивні середовища в широкому температурному діапазоні. В практиці експлуатації будівель та споруд діючих хімічних підприємств особливо важливо визначити, які саме середовища впливають на зниження несучої здатності несучих конструкцій і відповідно, які наслідки слід очікувати.

На етапі проектування проробляються варіанти первинного та вторинного захисту конструкцій від корозії. Більшість споруд хімічної промисловості України були побудовані у 50-60 роках минулого століття,

коли вибір надійних варіантів захисту конструкцій від корозії був доволі обмеженим. Окрім цього, спостерігаються різні відхилення від первинних рекомендацій викладених у проектній документації: замість сульфатостійкого цементу в практиці будівництва використовують звичайний цемент; не витримуються відповідні параметри за міцністю, морозостійкістю та водопроникливістю для бетонних та залізобетонних конструкцій залежно від режиму експлуатації; недоармування конструкцій на усадочні та температурні деформації; дефекти в технологічному обладнанні.

МЕТА

Метою ремонту з посиленням і хімічним захистом залізобетонного стовбура башти к.631Г гранулювання аміачної селітри цеху М-9 на ПрАТ «АЗОТ» було: визначення стратегії, призначення систем ремонтних і захисних матеріалів та технологій їх використання.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Наслідки деформацій отриманих під дією температури, повзучості та усадки потрібно враховувати шляхом підбору складу бетонної суміші при проектуванні та дотриманні цих рішень на будівельному майданчику.

Дефекти, які проявляються у вторинному захисті бетону, наприклад: силові тріщини та неякісно заповнені вертикальні шви у футеруванні з кислототривкої цегли; осадочні тріщини та відсутність адгезії з бетоном полімерних захисних покриттів та інші. З часом всі ці дефекти призводять до насичення бетону конструкцій технологічними розчинами чи розплавами, які взаємодіють спочатку з компонентами бетону (в першу чергу з цементним каменем), що призводить до хімічної корозії 2-го чи 3-го типів з утворенням або сильно розчинних з'єднань, або новоутворень зі збільшенням вихідного об'єму цементного каменя, а потім, зі сталеною арматурою.

Ці процеси призводять до поступової деградації бетону конструкцій і, відповідно, до втрати міцності та несучої здатності конструкцій в цілому.

Так при первинному огляді залізобетонних конструкцій технологічної башти гранулювання аміачної селітри виявлено, що стан бетону гранбашти №1 на ряді ділянок має суттєві, як поверхневі так і наскрізні руйнування (рис. 1 – 5).



Рис. 1. Стовбур башти зі значними площами ділянок поверхневої деградації бетону
Fig. 1. The tower trunk with large areas of concrete surface degradation

Ділянки наскрізних пошкоджень стовбура башти за хімічною деградацією бетону на значних площах зовнішньої та внутрішньої поверхонь стовбура, практично до рівня робочої арматури, потребують не ремонту, а повної заміни деградованого бетону

Агресивність розчину аміачної селітри по відношенню до цементного бетону цілком зрозуміла з точки зору її хімічної взаємодії з цементним каменем, з поступовою заміною продуктів гідратації легко розчинними чи аморфними з'єднаннями, які практично не мають міцності.

В результаті цього міцність бетону відібраних у 2018 році взірців, за даними [1], на окремих ділянках стовбура башти дося-

Омивання та насичення бетону стовбура башти технологічними розчинами чи розплавами солей аміачної селітри пов'язане з фільтрацією цих розчинів і розплавів через технологічні перекриття розширеного верхнього об'єму башти та технологічного лотка під нижнім перекриттям цього об'єму.

гала $<7,5$ МПа, деколи 21,7-26,8 МПа, що деколи перевищувало початкову проектну марку бетону М200 ($R \approx 20$ МПа, на сьогодні це клас С12/15). Висновки за результатами випробувань бетону [1], наступні:

- зі сторони внутрішньої поверхні стовбура башти міцність бетону не забезпечена, руйнування бетону розпочинається при мінімальному навантаженні;

- з зовнішньої сторони стовбура башти - міцність бетону частково забезпечена, в цілому відповідає проектній марці бетону (М200, клас С12/15);

- у центральній частині зовнішньої сторони стовбура башти - міцність бетону забезпечена з запасом (фактична марка бетону не менше М250, клас С16/20).



Рис. 2. Ділянки поверхневої деградації бетону у нижній частині стовбура башти

Fig. 2. Areas of surface concrete degradation in the lower part of trunk



Рис. 3. Відсутність захисного шару бетону

Fig. 3. Lack of a concrete protective layer



Рис. 4. Наскрізне руйнування стовбура, відсутність горизонтальної арматури

Fig. 4. Full destruction of trunk, absence of horizontal reinforcement



Рис. 5. Наскрізне руйнування стовбура біля коробки, відсутність шару бетону за арматуру зовнішньої сітки

Fig. 5. Through destruction of a trunk near a box, absence of a concrete layer

За результатами контролю міцності бетону, категорію технічного стану залізобетонного стовбура башти автори [1] оцінили, як 3-тю - непридатну для нормальної експлуатації.

Результати обстеження залізобетонного стовбура, яке було виконане [2] в кінці 2018 року, дозволило зробити висновок про наближення технічного стану стовбура башти №1 до „аварійної” категорії технічного

стану споруди. Зафіксовано, що ділянки деградації бетону на окремих відмітках стовбура башти становлять 50-60% його перерізу (див. рис. 1÷5), що унеможливило використання традиційної технології заміни зруйнованого бетону на „новий”, без улаштування надійних конструкцій підсилення.

Чітке розташування деградованих ділянок бетону та їх глибину проникнення в

стовбур башти (рис. 6), можна повністю виявити тільки в процесі поетапного розбирання бетону та внутрішнього футеру-

вання для підготовки його поверхні до відновлення методами „сухого” чи „мокрого” торкретування.



Рис. 6. Приклад глибини деградації бетону в межах товщини стовбура башти
Fig. 6. Example of concrete degradation depth within the thickness of the tower trunk

Було прийняте рішення розробити проект з порядку розбирання і повної заміни бетону виявлених дефектних ділянок. Але для гарантування безпечності даного виду робіт, було запропоноване технічне рішення [3, 4] улаштування підсилення самої башти, яке б сприймало навантаження та впливи від залізобетонної частини башти та елементів розташованих вище конструкцій та технологічних навантажень, які знаходяться на перекриттях верхнього розширеного об'єму башти.

Такий проект [4] був розроблений спеціалізованою проектною організацією після аналізу наявної документації, інструментального обстеження та перевірочних розрахунків [2] для визначення фактичних резервів несучої здатності послаблених дефектами перерізів стовбура башти.

Після аналізу результатів обстеження [2] та проектної документації було прийняте рішення, що після передачі на виконані залізобетонні елементи підсилення значної частини розрахункових навантажень від башти та діючих на неї впливів, можна бу-

де виконувати ремонтні роботи із заміни деградованого бетону стовбура башти між елементами підсилення. В межах проектної документації, уся площа стовбура башти між елементами підсилення поділена на ділянки з нумерацією технологічної послідовності виконання на них ремонтних робіт із заміни деградованого бетону стовбура башти, навіть при наскрізній його деградації на окремих ділянках (рис. 7). Така технологічна послідовність виконання ремонтних робіт дасть можливість забезпечити просторову жорсткість залізобетонного стовбура башти і башти в цілому.

Розроблена технологічна карта виконання ремонтних робіт. Розбирання бетону в місцях дефектів та корозійних пошкоджень, видалення слабких, незв'язаних часток і послаблених ділянок бетонної поверхні, усунення існуючих захисних покриттів, струменево-шліфувальне очищення (піско-струменево) всієї поверхні бетону і розкритої арматури (до ступеню Sa 2 ½ згідно EN (Європейським нормам ISO 8501-1).

Було прийнято рішення, що роботи в даному випадку, технологічніше виконувати методом „сухого” торкретування, прийнявши за «опалубку» зовнішню поверхню

бетону стовбура башти, потім відремонтовану внутрішню поверхню бетону стовбура башти.

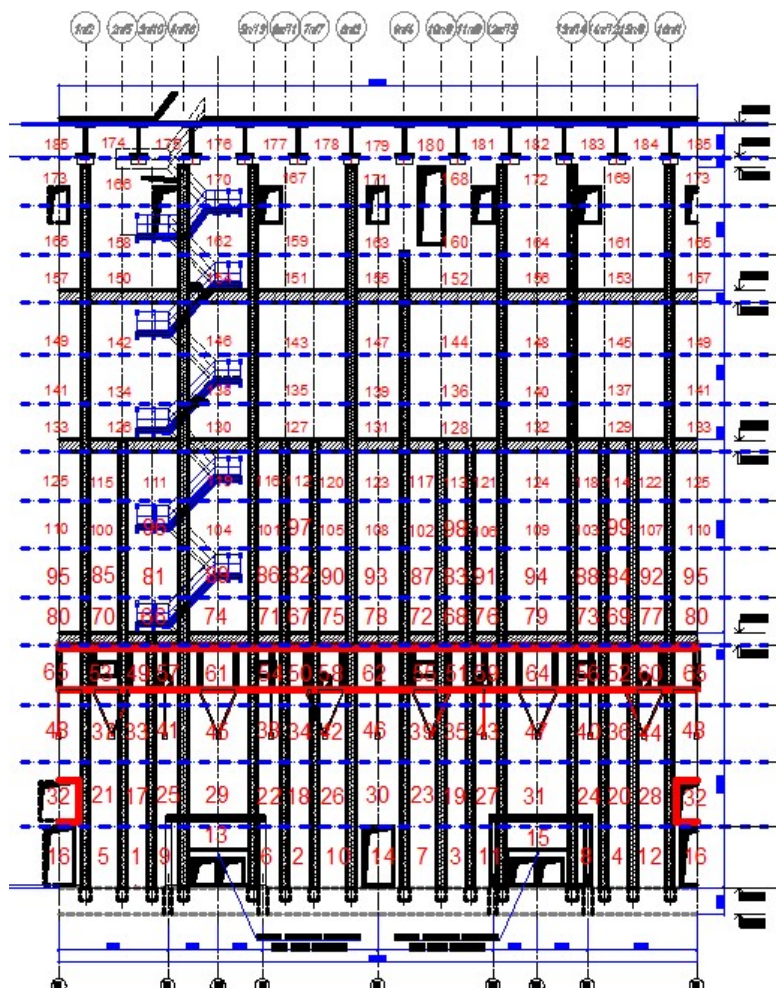


Рис. 7. Схема розгортки зовнішньої поверхні оболонки стовбура башти з розташуванням ділянок послідовності виконання ремонту стовбура між виконаними елементами підсилення

Fig. 7. The scanning scheme of tower trunk shell outer surface with sections location of repair sequence between the reinforcing elements

Зазвичай підготовка поверхні бетону включає видалення старого «деградованого» бетону та очищення поверхні. Поверхня бетону конструкцій перед виконанням робіт перевіряється на наявність порожнин, тріщин та інших прихованих дефектів методом простукування молотком. Місця, що видають глухий звук, розчищаються до неураженого бетону.

Поверхні очищають у відповідності з планами виконання робіт. Якщо проекту виконання робіт не має, слід дотримуватись наступних інструкцій:

- видалення бетону необхідно вико-

нувати в місцях конструкцій, які мають різні корозійні пошкодження, у місцях зі слабким бетоном, до «здорового» бетону. Особливо в місцях виділення солей, там, де бетон наражений на вплив корозії та карбонізації, в місцях тріщин з іржею, там де розташована арматура та закладні деталі з ознаками корозії; раковини, тріщини шириною від 0,4 мм – розшиваються;

розкриття арматури та закладних деталей, які мають корозію, по усій довжині, включаючи не кородовані ділянки не менше 2 см у кожному напрямі.

Якщо вся нижня половина розкритої ділянки стрижня арматури прокородована, необхідно розчистити шар бетону по всій даній ділянці на глибину біля 1 см за арматурний стрижень;

- по всій поверхні залізобетонної конструкції, що обробляється, виконується очищення ділянок, які забруднені залишками гідроізоляції, старої фарби, пилу та іншими речовинами (мастило, мазут, нафтопродукти, тощо). Ці забруднення знижують адгезію ремонтного шару з основою. Міцність основи на відрив повинна бути принаймні 1,5 МПа.

Підготовку поверхні для відновлення залізобетонних конструкцій слід проводити таким обладнанням та інструментами: молоток, зубило, кирка; металеві щітки, електро- (пневмо-) перфатори, відбійні молотки; кордові щітки ручні та електро-механічні (пневмомеханічні); піскоструменеві, водоструменеві агрегати низького (6-8 атм.) та високого (до 4000 атм.) тиску.

Оброблена поверхня перед нанесенням адгезійного шару ремонтної суміші повинна бути продута стисненим повітрям та промита струменем води під тиском. Продування та промивання виконують безпосередньо перед нанесенням адгезійного шару. Підготовлена поверхня повинна бути захищена від повторного забруднення.

Наносити ремонтні шари на незволоженому поверхню не можна, так як при цьому відбувається втрата води з матеріалу, який щойно вкладений, що різко знижує міцність бетону.

Антикорозійний захист розкритої арматури – негайно після її очищення (товщина захисного шару після висихання – мінімум 1 мм): 2 x SikaTop®-Armotec® 110 EpoCem® (A+B+C).

«Механізований» ремонт з відновлення внутрішньої та зовнішньої поверхонь залізобетонної оболонки гран башти.

Для відновлення зруйнованих залізобетонних поверхонь використовують технологію «сухого» торкретування з використанням модифікованих добавками складів

бетону з характеристиками не менше C25/30, F200, W8.

Поверхневий ремонт виконують згідно технології:

- забезпечити розбирання пошкодженого бетону з обов'язковим очищенням арматури від корозії і попереднім нанесенням захисного шару з інгібіторами корозії сталі Sika® MonoTop®.

- знепилити, промити та зволожити поверхню залізобетонної конструкції, що підлягає ремонту;

- адгезійний шар для технології «сухого» торкретування не використовується, нанести з торкрет-машини шар торкретбетону з деяким надлишком на всю поверхню, після чого зайве зрізати ручним інструментом, «затирати» торкрет-шар забороняється.

Захист зовнішніх поверхонь бетону від карбонізації та корозії виконували наступною системою матеріалів:

- ґрунтування: Sikagard®-705 L. Для бетонів з В/Ц від 0,7 до 0,45 глибина просочування бетону складає від 10 мм до 12 мм, що за даними досліджень [6...21] дає змогу захистити конструкції більше ніж на 20 років.

- покриття: Sikagard®-675 W ElastoColor однокомпонентне еластичне на основі дисперсії стиролакрилату для захисту та покращення чистоти поверхні бетону. Sikagard®-675 W ElastoColor можна наносити поверх існуючих покриттів або безпосередньо на бетонні поверхні. Sikagard®-675 W ElastoColor відповідає вимогам EN 1504-2 як захисне покриття.

На рис. 8 зображений поздовжній розріз башти гранулювання аміачної селітри та її поперечний переріз 1-1 на відм. +7,580 з розташуванням ребер підсилення за її периметром.

На рис. 9, для прикладу, наведений вузол «1» на якому представлене комплексне вирішення поєднання внутрішніх металевих конструкцій башти з внутрішньою поверхнею її стовбура за допомогою матеріалів компанії Sika.

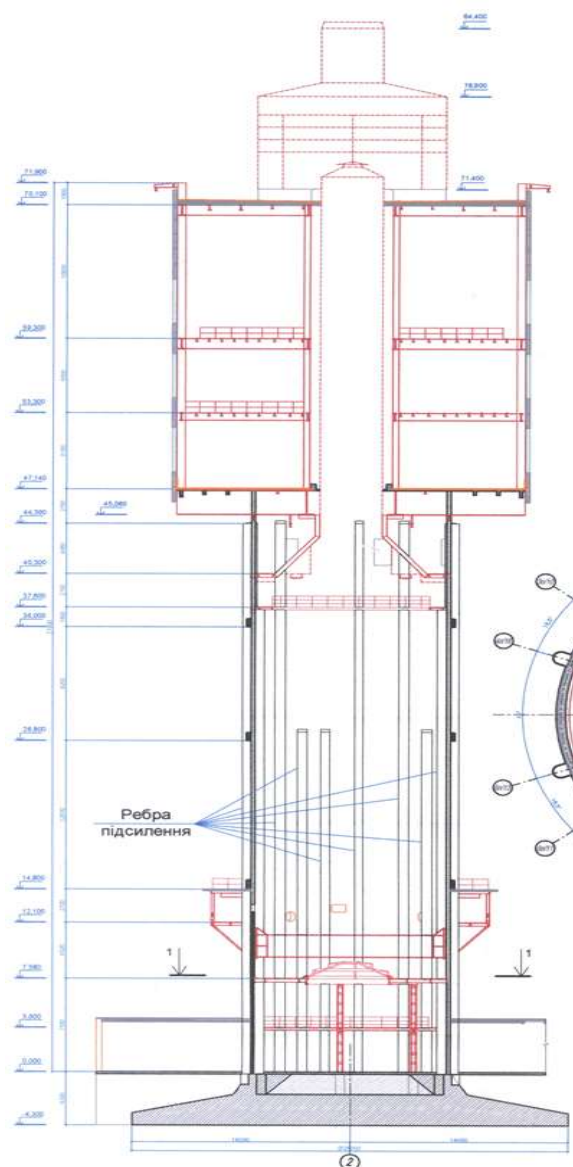


Рис. 8. Поздовжній розріз башти гранулювання аміачної селітри та її поперечний переріз 1-1 на відм. +7,580

Fig. 8. Longitudinal section of the ammonium nitrate granulation tower and its cross section 1-1 at mark +7,580

Фінішне захисне покриття бетонних внутрішніх поверхонь стовбура гранбашти.

Для подальшої безаварійної роботи залізобетонної оболонки гранбашти необхідно було усунути просочування води та технологічних розчинів в «тіло» бетону з подальшою деградацією бетону шляхом улаштування надійної, хімічно стійкої ізоляції всередині гранбашти, а також приведення до ладу всіх технологічних трубопроводів та переливів.

Було прийнято рішення застосувати хімічний захист внутрішньої поверхні без

використання футерування з кислототривкої цегли, а використати сучасні захисні покриття з високою хімічною стійкістю.

Для даної зони було запропоновано спеціальне покриття для подібних споруд на основі полісечовини Sikalastic®-8800, яке забезпечить надійний захист бетону та сталі в даних умовах. Але в будь-якому випадку потрібна підготовка поверхні під нанесення даної системи. Для нанесення полісечовини потрібне спеціальне устаткування (двокомпонентний реактор).

Крім цього необхідно повністю очистити поверхню бетону від цементного молочка та продуктів корозії, залишків захисних покриттів. Для прискорення ремонтних робіт ліпше використовувати шпаклювання Sikagard®-720 EpoCem. Після затвердіння

шпаклювання наноситься у 2 шари епоксидне ґрунтування Sikafloor®-161, останній шар посипається кварцовим піском крупністю 0,4 - 0,8 мм, який утворює своєрідний механічний «анкер» для фінішного покриття з матеріалу Sikalastic®-8800.

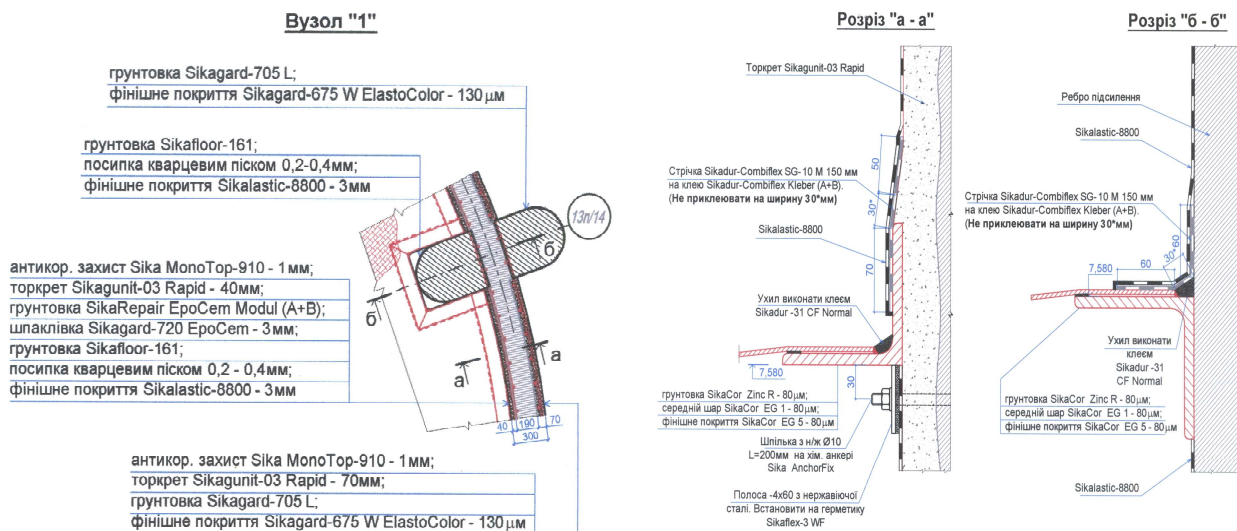


Рис. 9. Вузол «1» - рішення поєднання внутрішніх металевих конструкцій башти з внутрішньою поверхню її стовбура за допомогою систем матеріалів компанії Sika

Fig. 9. Detail "1" - solution of internal steel structures fleshing with an internal surface of its trunk by means of Sika company materials systems

ВИСНОВКИ

Багаторічний досвід (більше 20 років) використання в Україні системи для ремонту та підсилення залізобетонних конструкцій Sika дозволяє інтерполювати його на нові задачі. Наприклад, використання спеціальних цементно-полімерних адгезійних шарів між «старим» та «новим» бетоном Sika Mono Top®-910, SikaTop® Armatec-110 EpoCem®, SikaDur-32 в поєднанні з СУБС (СамоУщільнююча Бетонна Суміш), дозволяє виконувати ремонти як горизонтальних, так і вертикальних і криволінійних залізобетонних конструкцій зі значними корозійними пошкодженнями.

Використання технології торкретування, а саме готових сухих сумішей Sikagunit®-03 дозволяє без використання опалубки забезпечити отримання криволінійних залізобетонних конструкцій потрібного профілю з високими експлуатаційними характеристиками. Результати незалежних випробувань контрольних взірців, виконаних з фрагмен-

тів конструкцій, виготовлених методом «сухого» торкретування показали, що бетон має клас C40/50, що вище заявленого в технічній карті.

Використання безперервного хімічного захисту бетону зсередини та ззовні гранбашти з використанням інноваційних продуктів, систем та рішень Sika дозволяє сформулювати висновок, що інноваційні рішення пробивають собі дорогу в практиці будівельного виробництва, не дивлячись на відсутність адекватної нормативної бази.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Отчет по результатам инструментального обследования** бетона грануляционных башен производства аммиачной селитры (корпус 631Г) ПАО «Азот». Шифр: 197/1889-2018-ОБ-00.01-18. – Днепр, ГВУЗ ПГАСиА. Лаборатория исследования атомных и тепловых электростанций, 2018г
2. **Звіт про НДР** «Розробка проектної документації щодо ремонту (підсиленню) та хімізисту залізобетонного стовбура башти гра-

- нулювання аміачної селітри к.631Г цеху М-9 виробництва аміачної селітри ПАТ «АЗОТ» в м. Черкаси, том №1 «Аналіз матеріалів обстежень за період експлуатації башти к.631Г та додаткове обстеження для розробки робочого проекту на її підсилення, ремонт та хімзахист» / ТзОВ «Науково-проектна фірма «Реконстрпроект». – Львів:, 2018. 285 с. Інв. №509-413-07.08.18- ОБ.
3. Патент 141504 Україна, МПК E04G23/02 (2006.01) Залізобетонна конструкція підсилення тонкостінних кругло-циліндричних оболонок споруд баштового типу / Гладішев Д.Г., Гладішев Г.М.; заявник: національний університет „Львівська політехніка”; патентовласник: Гладішев Д.Г., Гладішев Г.М. – *u201910327; заявл. 11.10.2019; опубл. 10.04.2020, бюл. №7/2020.*
 4. Робочий проект «Капітальний ремонт (підсилення) та хімзахист залізобетонного стовбура башти гранулювання аміачної селітри к.631Г цеху М-9 виробництва аміачної селітри ПАТ «АЗОТ» в м. Черкаси» / ТзОВ «Науково-проектна фірма «Реконстрпроект». – Львів, 2019. Інв. №509-413-07.08.18-ПЗ, №509-413-07.08.18-КРБ-01, №509-413-07.08.18-КРБ-02.
 5. О. Панченко, Ю. Собко, Г. Гладішев, Д. Гладішев, Р. Гладішев. Продовження життєвого циклу баштової промислової споруди за технологіями Sika / *Будівельні конструкції. Теорія та практика: збірник наукових праць.* – Київ: КНУБА, 2020. Вип.6 – С.4-11.
 6. Basheer P.A.M., Basheer L., Cleland D.J. and Long A.E. 1997, Surface treatments for concrete: assessment methods and reported performance, *Construction and Building Materials*, 11, 7 – 8, pp. 413 – 429.
 7. Thompson J.L., Silsbee M.R., Gill P.M. and Scheetz B.E. 1997, Characterization of silicate sealers on concrete, *Cement and Concrete Research*, 27, 10, pp. 1561 – 1567.
 8. Delucchi M., Barbucci A. and Cerisola G. 1997, Study of the physico-chemical properties of organic coatings for concrete degradation control, *Construction and Building Materials*, 11, 7 – 8, pp. 365 – 371.
 9. Seneviratne A.M.G., Sergi G. and Page C.L. 2000, Performance characteristics of surface coatings applied to concrete for control of reinforcement corrosion, *Construction and Building Materials*, 14, pp. 55 – 59.
 10. Almusallam A.A., Khan F.M., Dulaijan S.U. and Al-Amoudi O.S.B. 2003, Effectiveness of surface coatings in improving concrete durability, *Cement and Concrete Composites*, 25, pp. 473 – 481.
 11. Moon H.Y., Shin D.G. and Choi D.S. 2007, Evaluation of the durability of mortar and concrete applied with inorganic coating material and surface treatment system, *Construction and Building Materials*, 21, pp. 362 – 369.
 12. Medeiros M.H.F. and Helene P. 2008, Efficacy of surface hydrophobic agents in reducing water and chloride ion penetration in concrete, *Materials and Structures*, 41, 1, pp. 59 – 71.
 13. Pfeifer D.W. and Scali J. 1981, Concrete Sealers for Protection of Bridge Structures, Department of Transportation, NCHRP 244, Washington DC.
 14. Woo R.S.C., Zhu H., Chow M.M.K., Leung C.K.Y. and Jang-Kyo K. 2008, Barrier performance of silane-clay nanocomposite coatings on concrete structure, *Composites Science and Technology*, 68, pp. 2828 – 2836.
 15. Yang C.C., Wang L.C. and Weng T.L. 2004, Using charge passed and total chloride content to assess the effect of penetrating silane sealer on the transport properties of concrete, *Materials Chemistry and Physics*, 85, pp. 238 – 244.
 16. Ibrahim M., Al-Gahtani S., Maslehuddin M. and Almusallam A.A. 1997, Effectiveness of concrete surface treatment materials in reducing chloride-induced reinforcement corrosion, *Construction and Building Materials*, 11, pp. 443 – 451.
 17. Al-Zahrani M.M., Al-Dulaijan S.U., Ibrahim M., Saricimen H. and Sharif F.M. 2002, Effect of waterproofing coatings on steel reinforcement corrosion and physical properties of concrete, *Cement and Concrete Composites*, 24, pp. 127 – 137.
 18. A. Johansson, Impregnation of Concrete Structures - Transportation and Fixation of Moisture in Water Repellent Treated Concrete, Licentiate Thesis, TRITA-BKN. Bulletin 84, ISSN 1103-4270, ISRN KTH/BKN/B-84—SE. (2006).
 19. A. Johansson, M. Janz, J. Silfwerbrand, and J. Tragardh, Moisture Transport in Impregnated Concrete – Moisture Diffusion Coefficient, Modelling, Measurements and Verification, International Journal on Restoration of Buildings and Monuments, Vol. 12, No. 1, pp. 13-24. (2006).

20. **H. Sadouki and F. H. Wittmann**, Influence of Water Repellent Treatment on Drying of Concrete, *Proceedings*, pp.177-188 in *Hydrophobe II-Second International Conference on Water Repellent Treatment of Building Materials*, Zurich, September 10-11, Aedificatio Publishers, Freiburg. (1998).
21. **H. Kus**, Long-Term Performance of Water Repellants on Rendered Autoclaved Aerated Concrete, PhD-Thesis, Centre for Built Environment, Materials Technology, University of Gavle, ISBN 91-7283-352-1. (2002).

REFERENCES

1. **Otchet po rezultatam instrumentalnogo obsledovania** betona granulacionnykh bashen proizvodstva ammiachnoy selitry (korpus 631Г) PAO «Azot». Shyfr: 197/1889-2018-OB-00.01-18. – Dnipro, GVUZ PGASiA. *Laboratoria isliedovania atomnykh i teplovykh elektrostancij*, 2018.
2. **Zvit pro NDR** «Rozrobka proektnoi dokumentatsii shchodo remontu (pidsylenniu) ta khimzakhystu zalizobetonnoho stovbura bashty hranuliuvannia amiachnoi selitry k.631H tsekhu M-9 vyrobnytstva amiachnoi selitry PAT «AZOT» v m. Cherkasy, tom №1 «Analiz materialiv obstezhen za period ekspluatatsii bashty k.631H ta dodatkovye obstezhennia dlia rozrobky robochoho proektu na yii pidsylennia, remont ta khimzakhyst» / TzOV «Naukovo-proektna firma «Rekonstrproekt». – Lviv, 2018. 285 s. Inv. №509-413-07.08.18- OB.
3. **Patent** 141504 Ukrayina, MPK E04G23/02 (2006.01) Zalizobetonna konstruktsiya pidsylennya tonkostinnykh kruhlo-tsylindrychnykh obolonok sporud bashtovoho typu / Hladyshev D.H., Hladyshev H.M.; zayavnyk: natsional'nyy universytet „L'vivs'ka politehnika”; patentovlasnyk: Hladyshev D.H., Hladyshev H.M. – u201910327; zayavl. 11.10.2019; opubl. 10.04.2020, byul. №7/2020.
4. **Robochyy proekt** «Kapital'nyy remont (pidsylennya) ta khimzakhyst zalizobetonnoho stovbura bashty hranulyuvannia amiachnoyi selitry k.631H tsekhu M-9 vyrobnytstva amiachnoyi selitry PAT «AZOT» v m. Cherkasy» / TzOV «Naukovo-proektna firma «Rekonstrproekt». – L'viv, 2019. Inv. №509-413-07.08.18-PZ, №509-413-07.08.18-KRB-01, №509-413-07.08.18-KRB-02.
5. **O. Panchenko, YU. Sobko, H. Hladyshev, D. Hladyshev, R. Hladyshev**. Prodozhennya zhyttyevoho tsykladu bashtovoyi promyslovoyi sporudy za tekhnolohiyamy Sika / Budivel'ni konstruktsiyi. Teoriya ta praktyka: zbirnyk naukovykh prats'. – Kyiv: KNUBA, 2020. – S.4- 11.
6. **Basheer P.A.M., Basheer L., Cleland D.J. and Long A.E.** 1997, Surface treatments for concrete: assessment methods and reported performance, *Construction and Building Materials*, 11, 7 – 8, pp. 413 – 429.
7. **Thompson J.L., Silsbee M.R., Gill P.M. and Scheetz B.E.** 1997, Characterization of silicate sealers on concrete, *Cement and Concrete Research*, 27, 10, pp. 1561 – 1567.
8. **Delucchi M., Barbucci A. and Cerisola G.** 1997, Study of the physico-chemical properties of organic coatings for concrete degradation control, *Construction and Building Materials*, 11, 7 – 8, pp. 365 – 371.
9. **Seneviratne A.M.G., Sergi G. and Page C.L.** 2000, Performance characteristics of surfacecoatings applied to concrete for control of reinforcement corrosion, *Construction and Building Materials*, 14, pp. 55 – 59.
10. **Almusallam A.A., Khan F.M., Dulaijan S.U. and Al-Amoudi O.S.B.** 2003, Effectiveness of surface coatings in improving concrete durability, *Cement and Concrete Composites*, 25, pp. 473 – 481.
11. **Moon H.Y., Shin D.G. and Choi D.S.** 2007, Evaluation of the durability of mortar and concrete applied with inorganic coating material and surface treatment system, *Construction and Building Materials*, 21, pp. 362 – 369.
12. **Medeiros M.H.F. and Helene P.** 2008, Efficacy of surface hydrophobic agents in reducing water and chloride ion penetration in concrete, *Materials and Structures*, 41, 1, pp. 59 – 71.
13. **Pfeifer D.W. and Scali J.** 1981, Concrete Sealers for Protection of Bridge Structures, Department of Transportation, *NCHRP 244, Washington DC*.
14. **Woo R.S.C., Zhu H., Chow M.M.K., Leung C.K.Y. and Jang-Kyo K.** 2008, Barrier performance of silane-clay nanocomposite coatings on concrete structure, *Composites Science and Technology*, 68, pp. 2828 – 2836.
15. **Yang C.C., Wang L.C. and Weng T.L.** 2004, Using charge passed and total chloride content to assess the effect of penetrating silane sealer on the transport properties of concrete,

Materials Chemistry and Physics, 85, pp. 238 – 244.

16. **Ibrahim M., Al-Gahtani S., Maslehuddin M. and Almusallam A.A.** 1997, Effectiveness of concrete surface treatment materials in reducing chloride-induced reinforcement corrosion, *Construction and Building Materials*, 11, pp. 443 – 451.
17. **Al-Zahrani M.M., Al-Dulaijan S.U., Ibrahim M., Saricimen H. and Sharif F.M.** 2002, Effect of waterproofing coatings on steel reinforcement corrosion and physical properties of concrete, *Cement and Concrete Composites*, 24, pp. 127 – 137.
18. **A. Johansson**, Impregnation of Concrete Structures - Transportation and Fixation of Moisture in Water Repellent Treated Concrete, *Licentiate Thesis, TRITA-BKN. Bulletin 84, ISSN 1103-4270, ISRN KTH/BKN/B-84—SE. (2006).*
19. **A. Johansson, M. Janz, J. Silfwerbrand, and J. Tragardh**, Moisture Transport in Impregnated Concrete – Moisture Diffusion Coefficient, Modelling, Measurements and Verification, *International Journal on Restoration of Buildings and Monuments*, Vol. 12, No. 1, pp. 13-24. (2006).
20. **H. Sadouki and F. H. Wittmann**, Influence of Water Repellent Treatment on Drying of Concrete, *Proceedings*, pp. 177-188 in *Hydrophobe II-Second International Conference on Water Repellent Treatment of Building Materials, Zurich, September 10-11, Aedificatio Publishers, Freiburg. (1998).*
21. **H. Kus**, Long-Term Performance of Water Repellants on Rendered Autoclaved Aerated Concrete, *PhD-Thesis, Centre for Built Environment, Materials Technology, University of Gavle, ISBN 91-7283-352-1. (2002).*

Repair and chemical protection experience of technological tower №1 rc trunk of granulation ammonium nitrate of the workshop m-9 of pjsc "Azot" in Cherkasy city

Anatoliy Sinyakin, Oleksandr Panchenko, Dmytro Hladyshch, Yuriy Sobko, Roman Hladyshch

Summary. The paper considers some issues related to the experience of repair and chemical

protection of the RC trunk of the technological tower of granulation of ammonium nitrate №1 workshop M-9 PJSC "Azot" in Cherkasy City, the task of technical assessment of the actual condition of RC and steel structures of existing enterprises. Variants of primary and secondary protection of structures against corrosion are described.

Most of the buildings of the chemical industry of Ukraine were built in the 50-60s last century and under the chemical influences the surface layers of the concrete of the tower trunk significantly lost their design strength. Defects that are manifested in the secondary protection of concrete have also been identified. It was revealed that during the initial inspection of the RC structures of the technological tower of ammonium nitrate granulation, the concrete condition of the tower №1 in a number of sections has significant, both surface and through destructions.

According to the results of the survey, the design of strengthening the tower trunk by a system of radial and vertical stiffeners was proposed, which required a significant unloading of the entire tower. The technological map of repair works, and also a finishing protective covering of concrete internal surfaces of a trunk tower is developed.

Concern Sika, which is one of the world leaders in the development and implementation of innovative technologies and materials for construction and industry, is successfully implementing its developments in Ukraine. For the considered construction Sika offered systems of repairs and chemical protection against aggressive influences of internal and external surfaces of RC tower trunk. The use of continuous chemical concrete protection inside and outside the tower with the use of innovative products, systems and solutions Sika allows us to conclude that innovative solutions are making their way in the practice of construction, despite the lack of adequate regulatory framework.

Keywords. Industrial tower construction; chemical effects; technical condition; concrete defects; innovative technologies; Sika materials and systems; strengthening; repair, chemical protection.

Дослідження динамічного впливу від технологічного обладнання на роботу сталефібробетонних плит перекриття

Олег Скорук

Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
2120756@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-7106-4368>

DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.121-128

Анотація. У даній статті наведені натурні експериментальні вимірювання параметрів руху елементів несучих конструкцій сталефібробетонних перекриттів будівлі в реальному часі з подальшою їх обробкою та визначенням динамічних і числових характеристик елементів перекриття та споруди в цілому для подальшого моделювання і розрахунку сталефібробетонних перекриттів існуючої промислової будівлі.

Проведення досліджень базується на підході, в основу якого покладена гіпотеза про розгляд систем складної структури, яка має динамічний вплив, як єдиної системи із відповідними їй динамічними характеристиками. В межах такого розгляду системи необхідно визначити і оцінити вплив різноманітного походження.

У якості динамічного критерію для оцінки стану несучих конструкцій перекриттів були використані значення власних частот коливань, їх фактичного заміру на різних поверххах існуючої будівлі.

Дослідження були виконані шляхом визначення інтегральних динамічних параметрів з подальшим аналізом і встановленням причинно-наслідкових зв'язків. В ході дослідження використовувалися записи безперервної фіксації параметрів динамічної дії безпосередньо на несучих конструкціях. Отримані дані підлягали обробці за допомогою програмного забезпечення ZETLAB SEISMO за допомогою спектрального аналізу.

Отримані спектри були проаналізовані з метою визначення числових значень частот коливань, які відповідають основним пікам на спектрограмах та є наслідком відгуку конструкції на джерела динамічного впливу.

Отримані дані будуть використанні для оцінки напруженого стану фібробетонних плит в реальних умовах експлуатації.



Олег Скорук
асистент кафедри
залізобетонних і кам'яних
конструкцій

Ключові слова. Фібробетонна плита; динамічний вплив; несуча здатність; спектрограма; осцилограма

ВСТУП

Робота конструкцій будівлі від дії динамічних навантажень має складний характер і як правило, супроводжується знакозмінним навантаженням що передаються на будівельні конструкції та викликає внесення змін у їх роботу у подальшому.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

Визначення фактичного динамічного впливу технологічного обладнання влаштованого на сталефібробетонних перекриттях чотириповерхової промислової будівлі.

МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ

Проведення досліджень базується на підході, в основу якого покладена гіпотеза про розгляд систем складної структури, яка має динамічний вплив, як єдиної системи із відповідними їй динамічними характеристиками. В межах такого розгляду системи

необхідно визначити і оцінити вплив різноманітного походження.

Експериментальні дослідження виконувались в умовах експлуатації об'єкту. Для проведення робіт по вимірюванню та отриманню реальних значень коливань різних точок споруди використовувався сейсмограф ZET 048С технічні дані якого наведені у таблиці 1.

Табл. 1. Технічні характеристики акселерометра ZET 048С

Table 1. Technical characteristics of the accelerometer ZET 048С

Найменування	Параметри
Тип датчиків	диференціальні
Число вимірюваних координат	3 (X, Y, Z)
Параметр вимірювання	віброприскорення
Робочий діапазон, Гц	від 0,3 до 400
Чутливість	не більше 10^{-5} м/с ²
Основна відносна похибка, %	не більше ± 10
Робоча температура, °С	від -30 до +50

Виконання досліджень полягало у експериментальному вимірюванні параметрів руху елементів несучих конструкцій в реальному часі з подальшою їх обробкою та визначенням динамічних характеристик таких елементів та споруди в цілому. У якості динамічного критерію для оцінки стану несучих конструкцій були використані значення власних частот коливань. Для визначення динамічних параметрів чотири точки контролю, перелік яких наведений в таблиці 2. Місця розташування точок контролю наведені на рис. 1.

Визначення динамічних параметрів виконувалось в три етапи:

перший етап: вимірювання при мінімальних динамічних впливах технологічного походження (все технологічне обладнання у будівлі вимкнене);

другий етап: вимірювання в процесі роботи обладнання без технологічного навантаження;

третій етап: вимірювання в процесі роботи обладнання з технологічним навантаженням.

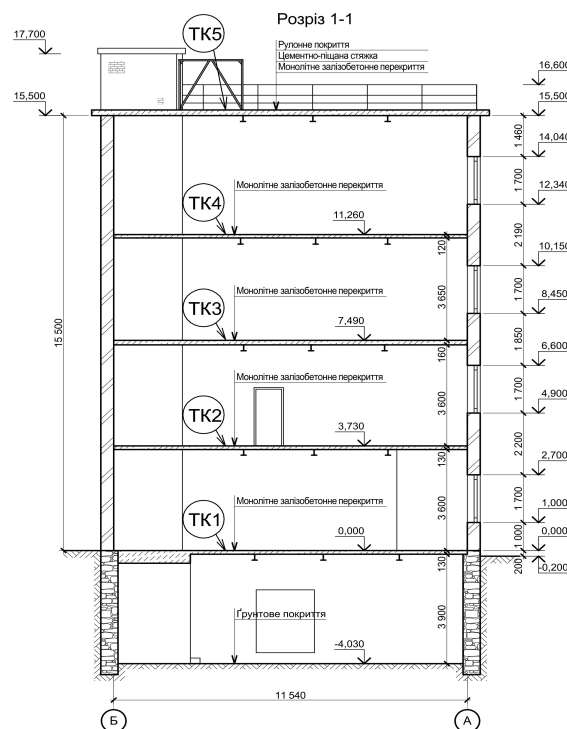


Рис.1. Схема розміщення точок контролю динамічних параметрів на об'єкті дослідження

Fig.1. Layout of control points of dynamic parameters on the object of research

Перший і другий етапи виконувалися на перекритті третього поверху (ТК4), на якому сконцентрована максимальна кількість потенційних джерел динамічного впливу. Запуск обладнання виконувався згідно технологічної карти: елеватор ТР1; елеватор

ТР2; норія 8.2; норія 8.3; норія 8.0; сепаратор.

Третій етап дослідження виконувався в точках контролю ТК1–ТК5 при реалізації повного технологічного процесу.

Табл. 2. Розташування точок контролю статичного моніторингу

Table. 2. Location of static monitoring control points

Точка контролю	Розташування точки контролю	Опис конструктивного елемента
ТК1	0,000	Перекриття 1 поверху
ТК2	+3,730	Перекриття 2 поверху
ТК3	+7,490	Перекриття 3 поверху
ТК4	+11,260	Перекриття 4 поверху
ТК5	+15,500	Покриття споруди

Дослідження були виконані шляхом визначення інтегральних динамічних параметрів з подальшим аналізом і встановленням причинно-наслідкових зв'язків. В ході дослідження використовувалися записи безперервної фіксації параметрів динамічної дії безпосередньо на несучих конструкціях. Отримані дані підлягали обробці за допомогою програмного забезпечення ZETLAB SEISMO за допомогою спектрального аналізу методом дискретного перетворення Фур'є.

Отримані спектри були проаналізовані з метою визначення числових значень частот коливань, які відповідають основним пікам

на спектрограмах та є наслідком відгуку конструкції на джерела динамічного впливу.

РЕЗУЛЬТАТИ ВИМІРЮВАННЯ

Реєстрація і результати обробки вимірювань динамічних характеристик споруди в стані мінімального динамічного впливу.

Реєстрація і результати обробки вимірювань динамічних характеристик споруди при роботі технологічного обладнання без навантаження.

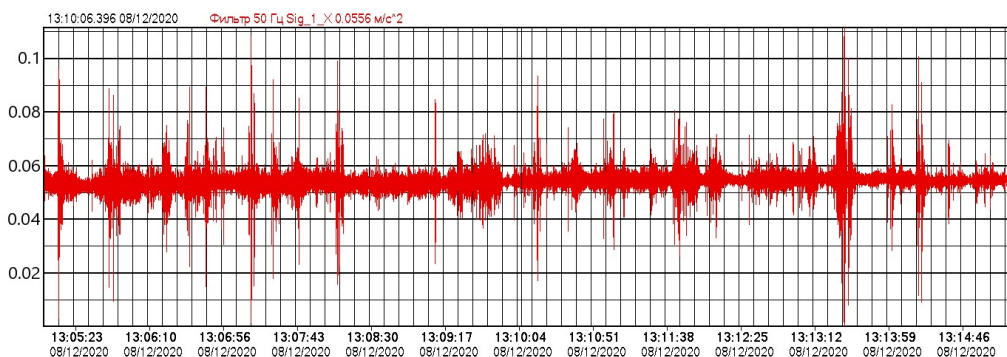


Рис. 2. Осцилограми записів, точка контролю ТК4

Fig.2. Oscillograms of records, control point TK4

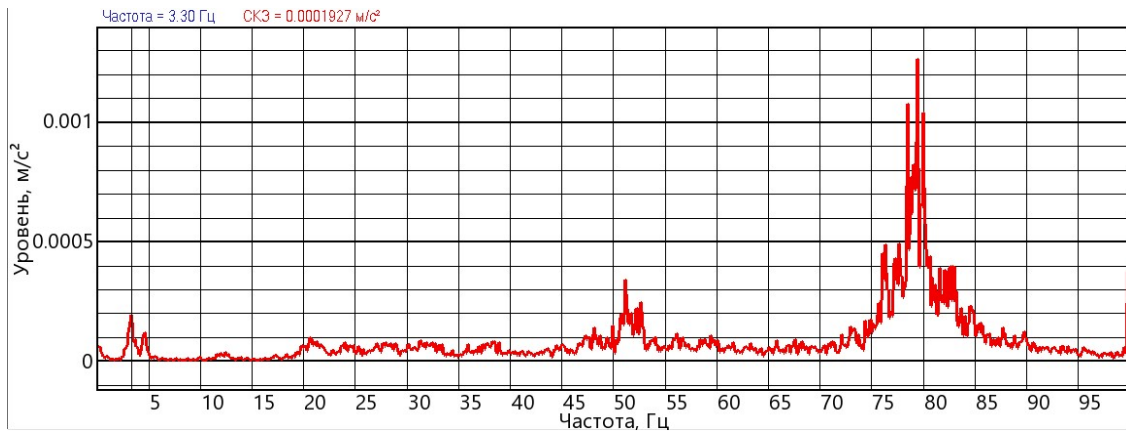


Рис. 3. Спектрограма записів, точка контролю ТК4
Fig. 3. Spectrogram of records, control point TK4

Отримані осцилограми послідовного запуску технологічного обладнання (елеватор

ТР1; елеватор ТР2; норія 8.2; норія 8.3; норія 8.0) проілюстровані на рис 4–5.

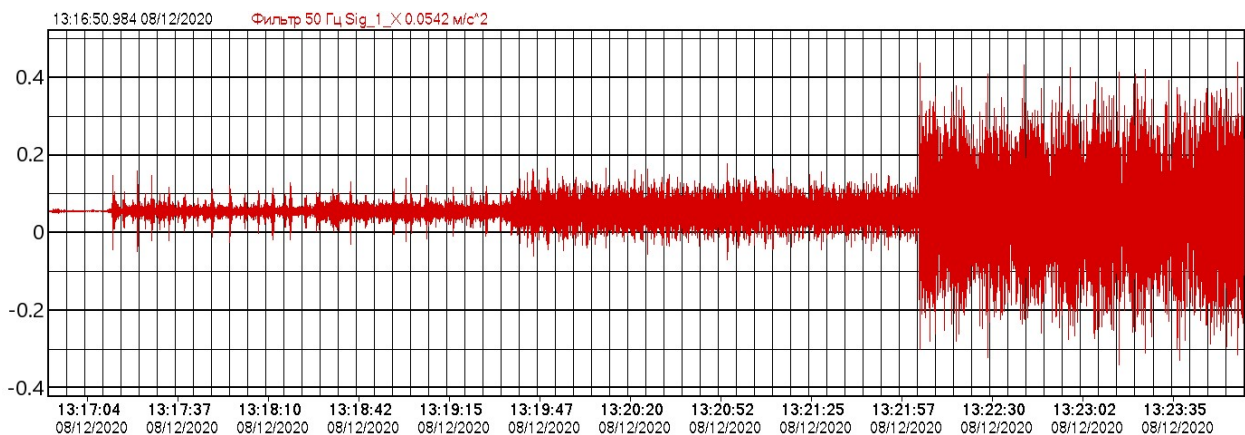


Рис. 4. Осцилограми записів, точка контролю ТК4 при запуску технологічного обладнання
Fig. 4. Oscillograms of records, control point TK4 when starting process equipment

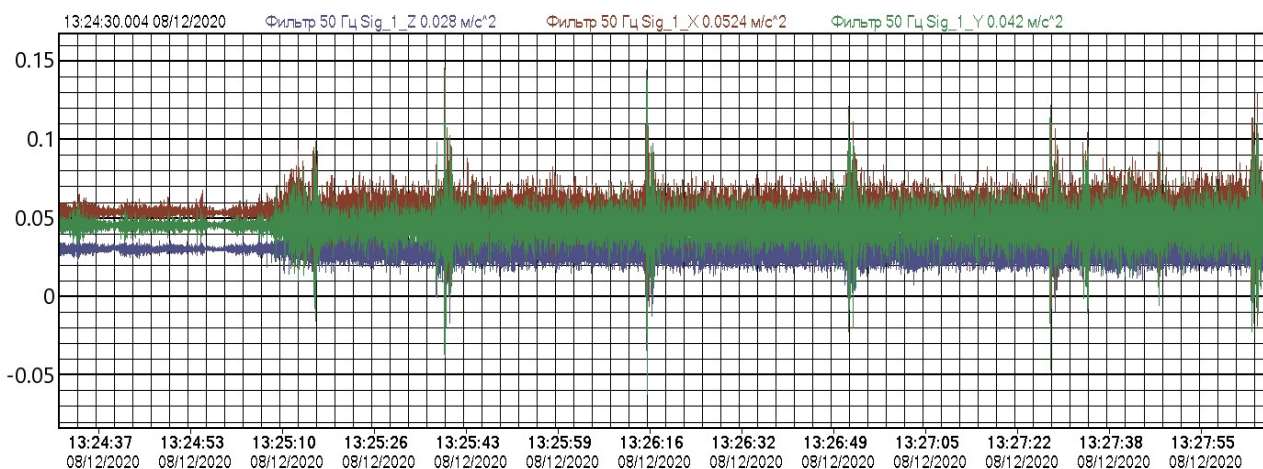


Рис. 5. Осцилограми записів X Y Z, для ТК4 при запуску технологічного обладнання
Fig. 5. Oscillograms of records X Y Z, control point TK4 when starting process equipment

Реєстрація і результати обробки вимірювань динамічних характеристик споруди в штатному режимі роботи технологічного обладнання.

Результати обробки осцилограм при роботі обладнання з повним навантаженням ТК1 наведені на рис. 6–10.

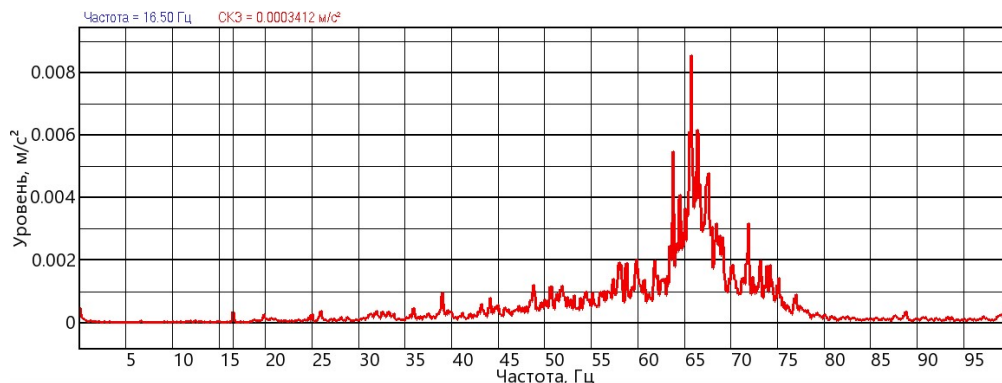


Рис. 6. Спектрограма записів, точка контролю ТК1

Fig. 6. Spectrogram of records, control point TK1

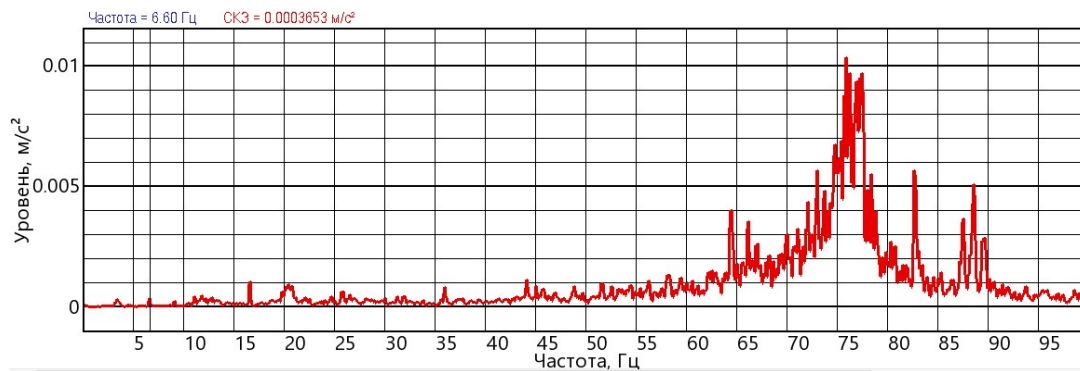


Рис. 7. Спектрограма записів, точка контролю ТК2

Fig. 7. Spectrogram of records, control point TK2

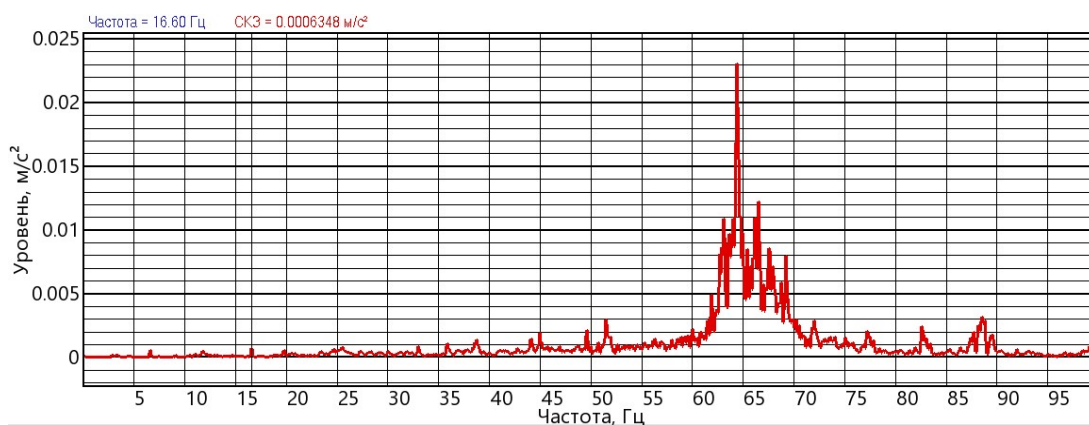


Рис. 8. Спектрограма записів, точка контролю ТК3

Fig. 8. Spectrogram of records, control point TK3

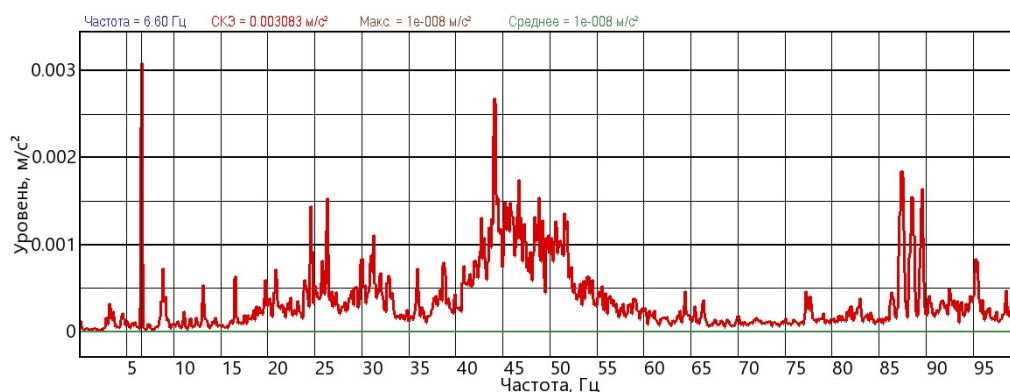


Рис. 9. Спектрограма записів, точка контролю ТК4
Fig. 9. Spectrogram of records, control point TK4

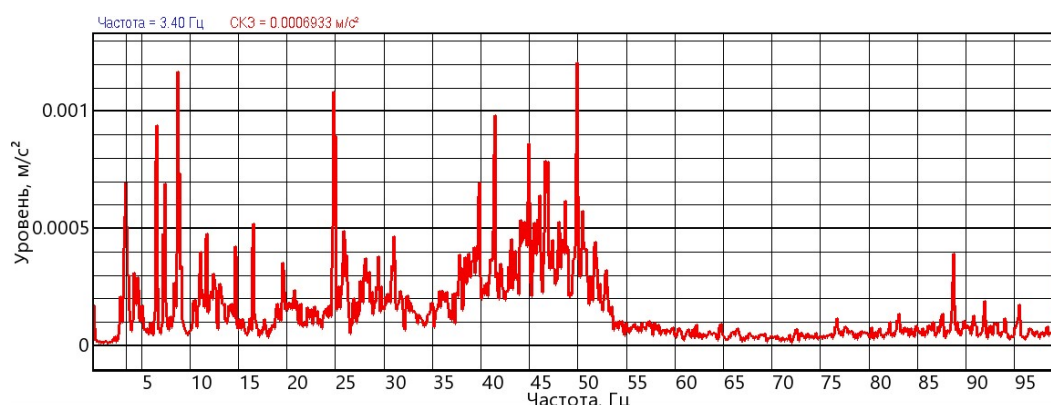


Рис. 10. Спектрограма записів, точка контролю ТК5
Fig. 10. Spectrogram of records, control point TK5

ВИСНОВКИ

1. Отримані фактичні дані від роботи технологічного обладнання, що передаються на існуючі сталефібробетонні перекриття промислової будівлі. Отримано дані для розрахунку конструкцій в реальному часі при роботі, у різних режимах та у стані спокою споруди, що будуть використанні для оцінки напружено-деформованого стану фібробетонних плит в реальних умовах експлуатації.

2. Визначені основні гармоніки частот коливань будівлі при мінімальній динамічній дії, числові значення яких складають 3.30 Гц у напрямку X та 4.60 Гц у напрямку Y. Також виявлені складові більш високих частот в діапазоні 75–85 Гц, що свідчить про наявність динамічного впливу на будівлю зовнішнього характеру (технологічне

обладнання в сусідніх будівлях та на прилеглий території).

3. При послідовному запуску згідно технологічної карти, встановлений динамічний вплив обладнання на будівлю, яке безпосередньо в ній розташоване. Так при роботі елеваторів TP1, TP2 та норій 8.2, 8.3 на будівлю передаються коливання з частотами 8.80, 11.10, 31.00 та 46.60 Гц; при роботі норії 8.0 реалізується частота 6.60 Гц, а при роботі сепаратора 10.70 та 16.50 Гц.

4. При роботі обладнання з технологічним навантаженням (штатний режим) на основних гармоніках зафіксоване підвищення вібраційної дії на перекриття третього поверху, що є очевидним за рахунок збільшення інерційної складової динамічної системи. При цьому рівень в діапазоні вищих частот змістився в зону 40–60 Гц, що обумовлено рухом технологічного навантаження.

5. На спектрограмах точок контролю на інших перекриттях поверхів наявні піки з відповідними частотами, що відповідають робочому обладнанню. Зокрема наявні 6.50 і 16.60 Гц є домінуючими, що свідчить про безпосереднє передавання вібраційної дії від сепаратора (16.60 Гц) та норії 8.0 (6.50 Гц) на елементи несучих конструкцій.

6. Спектрограма коливань на покритті будівлі (ТК5) носить аналогічний характер, при цьому рівень динамічної дії менший в 3-4 рази порівняно з перекриттям третього поверху (ТК4), що свідчить про відсутність резонансних явищ в конструкції.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Межин В.С., Обухов В.В.** Практика применения модальных испытаний для целей верификации конечно-элементных моделей конструкции изделий ракетно-космической техники. *Космическая техника и технологии.* № 1.4. 2014. С. 86–91.
2. **Назаренко І.І.** Вібраційні машини і процеси будівельної індустрії. *Навчальний посібник.* К.: КНУБА, 2007. 230с.
3. **Повідайло В.О.** Вібраційні процеси та обладнання. *Львів: Львівська політехніка, 2004. 248с.*
4. **Ярошевич М. П., Ярошевич Т. С.** Динаміка розбігу вібраційних машин з дебалансним приводом: монографія. *Луц. нац. техн. ун-т. Луцьк: РВВ ЛНТУ. 2010. 219 с.*
5. **Giampaolo Cicogna.** Symmetry and Perturbation Theory in Nonlinear Dynamics. *Giampaolo Cicogna, Giuseppe Gaeta. Berlin, Springer, 1999. P. 208.*
6. **Chong Zhen, Shakir Jiffri, Daochun Li, Jinwu Xiang, John E. Mottershead.** Feed-back linearisation of nonlinear vibration problems: A new formulation by the method of receptances. *Vol.98.2018. P. 1056–1065.*
7. **ІЛАС-G18:04/2010.** Guideline for the formulation of Scopes of Accreditation for Laboratories. 2010. 13p.
8. **ДБН В.2.6-98:2009.** Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мін-регіон України, 2011. – 71 с.
9. **Колякова В.М.** Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика» // *Будівельні конструкції. Теорія і практика:*

зб. наук. пр. Київ, КНУБА, 2020. Вип. 6. С. 114-118.

10. **Журавський О.Д., Тимошук В.А.** Розрахункова модель плоских залізобетонних плит, підсилені зовнішньою напруженою арматурою. // *Вісник Львівського національного аграрного університету. Серія: Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* - 2018. - № 19. - С. 41-45
11. **Сморкалов Д. В.** Дослідження прогинів плит, опертих по контуру // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. праць - Київ: КНУБА, 2017. - Вип. 1. - С. 136-143.*
12. **ДСТУ Б В.3.1-2:2016.** Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. – К.: ДП «УкрНДНЦ» 2017. – 68 с.
13. **Скорук О.М., Чорний І.В., Татарченко Г.О.** Прогини тонких сталевібробетонних плит опертих по контуру. *Наукові вісті Давидівського університету № 12, 2017.*
14. **Скорук О.М.** Деформативність сталевібробетонних плит опертих по контуру при повторних навантаженнях. *Підводні технології № 1, 2015.*
15. **Pawelczyk M., Wrona S.** Wrona Impact of boundary conditions on shaping frequency response of a vibrating plate - modeling, optimization, and simulation. *Procedia Computer Science, V. 80. 2016. P. 1170–1179.*

REFERENCES

1. **Mezhin V.S., Obukhov V.V.** Practice of application of modal tests for the purposes of verification of finite-element models of construction of rocket and space technology products. *Space technology.* № 1.4. 2014. S. 86–91.
2. **Nazarenko I.I.** Vibration machines and processes of the construction industry. *Tutorial.* K.: KNUBA, 2007. 230p.
3. **Povidaylo V.O.** Vibration processes and equipment. *Lviv: Lviv Polytechnic, 2004. 248p.*
4. **Yaroshevich M.P., Yaroshevich T.S.** Dynamics of the start of vibrating machines with de-balancing drive: a monograph. *Lutz. nat. tech. un-t. Lutsk: RVV LNTU. 2010. 219 p.*
5. **Giampaolo Cicogna.** Symmetry and Perturbation Theory in Nonlinear Dynamics. *Giampaolo Cicogna, Giuseppe Gaeta. Berlin, Springer, 1999. P. 208.*
6. **Chong Zhen, Shakir Jiffri, Daochun Li, Jinwu Xiang, John E. Mottershead.** Feed-back linearisation of nonlinear vibration

problems: A new formulation by the method of receptances. *Vol.98.2018. P. 1056–1065.*

7. **ILAC-G18:04/2010.** Guideline for the formulation of Scopes of Accreditation for Laboratories. 2010. 13p.
8. **DBN V.2.6-98:2009.** Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – K.: Minrehion Ukrainy, 2011. – 71 s
9. **Koliakova V.M.** Pro vymohy shchodo statei, yaki publikuiutsia u zbirnyku naukovykh prats «Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka» // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: zb. nauk. pr. Kyiv, KNUBA, 2020. Vyp. 6. S. 114-118.*
10. **Zhuravskiy O.D., Tymoshchuk V.A.** Rozrakhunkova model ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. // *Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ah-rarnoho universytetu. Seriya: Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo. - 2018. - № 19. - S. 41-45*
11. **Smorkalov D. V.** Doslidzhennia prohyniv plyt, opertykh po konturu // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats - Kyiv : KNUBA, 2017. - Vyp. 1. - S. 136-143.*
12. **DBN B V.3.1-2:2016.** Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhuvalnykh budivelnykh konstruktsii ta osnov budivel i sporud. – K.: DP «UkrNDNTs» 2017. – 68 s.
13. **Skoruk O.N., Chorny I.V., Tatarchenko G.O.** Deflections of thin reinforced concrete slabs supported along the contour. *Scientific news of Daliv University № 12, 2017.*
14. **Skoruk O.N.** Deformability of reinforced concrete slabs supported on the contour under repeated loads. *Underwater technologies № 1, 2015.*
15. **Pawelczyk M., Wrona S.** Wrona Impact of boundary conditions on shaping frequency response of a vibrating plate - modeling, optimization, and simulation. *Procedia Computer Science, V. 80. 2016. P. 1170–1179.*

Research of dynamic influence from technological equipment on work of reinforced concrete slabs of overlapping

Oleg Skoruk

Summary. This article presents full-scale experimental measurements of the parameters of the elements of the load-bearing structures of the building in real time with their subsequent processing and determination of the dynamic characteristics of such elements and the structure as a whole for further modeling and calculation of building elements.

The research is based on an approach based on the hypothesis of considering systems of complex structure, which has a dynamic impact, as a single system with corresponding dynamic characteristics. Within the framework of such a review of the system, it is necessary to identify and assess the impact of various origins.

As a dynamic criterion for assessing the condition of load-bearing structures were used the values of natural frequencies of oscillations, their actual measurement on different floors of the existing building.

The research was performed by determining the integral dynamic parameters with subsequent analysis and establishment of causal relationships. In the course of the research, records of continuous fixation of dynamic action parameters were used directly on load-bearing structures. The obtained data were processed using ZETLAB SEISMO software using spectral analysis.

The obtained spectra were analyzed in order to determine the numerical values of the oscillation frequencies, which correspond to the main peaks on the spectrograms and are a consequence of the design response to the sources of dynamic influence.

The obtained data will be used to assess the stress state of fiber concrete slabs.

Keywords. Fiber concrete slab; dynamic impact; non-shrinking ability; spectrogram, oscillogram

Наукове видання

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 7/2020

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій.

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали.

Усі статті одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів.

Оригінал-макет виготовлено в редакції збірника наукових праць
Будівельні конструкції. Теорія і практика.

Головний редактор	Журавський О.Д.
Комп'ютерне верстання	Колякова В.М.
Редагування і коректура	Колякова В.М., Данілов С.
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лисюк С.А.

Підписано до друку 17.12.2020. **Формат 60 x 84** ^{1/8}.

Ум. друк, арк. **4,45**. Обл.-вид. арк. **13,00**.

Тираж 100 прим.

Редакція науково – технічного збірника:

03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, к. 104,114

Телефон редакції: (044) 241-55-04; (044)245-48-42

knubazbk@gmail.com

<http://bctp.knuba.edu.ua>

Виготовлювач: «Видавництво Ліра-К»

Свідоцтво № 3981, серія ДК.

03142, м. Київ, вул. В.Стуса, 22/1.

тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12

Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net