

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 9

Київ – КНУБА – 2021

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 9.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2021. 94 с. DOI:10.32347/2522-4182.9.2021

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 9.
Chief editor O. Zhuravskiy. K. : KNUCA, 2021. 94 p. DOI:10.32347/2522-4182.9.2021

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., д.т.н., професор – *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 С.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. (Państwowej 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);
Шмуkler 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 №46 від 20.12. 2021 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 46 of 20.12.2021

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, Pvitroflotskyi ave., 31, Kyiv, Ukraine, 03037,
editorial phone: (044) 241-55-04, (044)245-48-42

ЗМІСТ

КЛІМОВ Юлій

Вплив корозійних пошкоджень на зчеплення арматури періодичного профілю з бетоном..... 4

КРШАК Володимир, КОЛЯКОВА Віра, ГАЙДАЙ Максим

Дослідження ефективності залізобетонного монолітного перекриття з порожнистими вкладишами 15

БЕНЗЕЛЬ Олексій, ЛАВРІНЕНКО Людмила

Інформаційне моделювання сталевих будівлі з підвищеними вимогами жорсткості . 30

ГЛАДИШЕВ Геннадій, ГЛАДИШЕВ Дмитро, ЖУРАВЛЬОВ Роман

Оцінка мінливості кроків арматури у монолітній залізобетонній оболонці баштової промислової споруди..... 45

МАКСИМ'ЮК Юрій, ШКРИЛЬ Олексій, МАРТИНЮК Іван, БУЧКО Владислав

Особливості виведення формул для обчислення вузлових реакцій і коефіцієнтів матриці жорсткості скінченного елемента з усередненими механічними і геометричними параметрам..... 54

СКОРУК Олег

Вплив роботи технологічного обладнання на напружено-деформований стан несучих конструкцій цегляної будівлі з сталевібробетонними плитами перекриття 63

МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, КОМАР Микола

Армування конструкцій з деревини композитними матеріалами, стан і перспективи 72

СКОРУК Леонід

Особливості розрахунку залізобетонних каркасів будівель та споруд на температурні кліматичні впливи 81

КУЦИК Олена, ЖУРАВСЬКИЙ Олександр

Експериментально-теоретичні дослідження залізобетонних згинальних елементів з високоміцного бетону..... 88

ВПЛИВ КОРОЗІЙНИХ ПОШКОДЖЕНЬ НА ЗЧЕПЛЕННЯ АРМАТУРИ ПЕРІОДИЧНОГО ПРОФІЛЮ З БЕТОНОМ

Юлій КЛІМОВ

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
yuliiklymov@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4275-7058>

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.4-14

Анотація. В роботі наведені результати експериментальних досліджень впливу корозійних пошкоджень арматури періодичного внаслідок атмосферної корозії на зчеплення з бетоном. Експериментальні дослідження включали в себе випробування на зчеплення з бетоном зразків арматури без корозійних пошкоджень і з корозійними пошкодженнями у вигляді іржі, яка була викликана атмосферною корозією. Зразки арматури з корозійними пошкодженнями відбиралися від арматури, яка зберігалася на відкритому повітрі на протязі 10 місяців з січня по жовтень, а зразки арматури без корозійних пошкоджень – з арматури, яка зберігалася в умовах цеху.

Випробування зразків арматури на зчеплення з бетоном виконувалися шляхом висмикування арматури з бетонних призм, довжина яких дорівнювала $15d$ (d – діаметр стержня) з вимірюванням в процесі випробувань зсуву вільного кінця стержня і подальшою побудовою графіків залежності напруження розтягу в арматурі – зсув вільного кінця стержню. В якості дослідних зразків приймалась термомеханічнозмцнена арматура серповидного профілю Ø12A500C, Ø16A500C і Ø25A500 за ДСТУ 3760:2006. Міцність бетону дослідних зразків складала 52...57,8 МПа.

За результатами проведених випробувань стійкого впливу стану поверхні арматури - без корозійних пошкоджень і з пошкодженнями, викликаними атмосферною корозією, не виявлено. Виняток складає арматура найменшого з діаметрів - Ø12A500C, для якої негативний вплив корозійних пошкоджень у межах 12...16% . може бути пояснений тим, що при інших рівних умовах, однаковий об'єм корозійних пошкоджень в більшій мірі впливає на зчеплення арматури менших діаметрів.



Юлій КЛІМОВ
професор кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій,
д.т.н., професор

Ключові слова. Арматура періодичного профілю; атмосферна корозія; зчеплення з бетоном.

ВСТУП

Утворення залізобетону як матеріалу для будівельних конструкцій зумовлено необхідністю забезпеченням зчеплення арматури з бетоном. За рахунок зчеплення зусилля розтягу або стиску в арматурі передаються на бетон, здійснюється перерозподіл зусиль між арматурою і бетоном після утворення тріщин, анкерування кінців арматури в опорних вузлах, з'єднаннях, місцях обриву стрижнів і таке інше.

Результатом взаємодії арматурного стрижня з бетоном є виникнення сил зчеплення, які інтегрально оцінюються величиною умовних дотичних напружень, які діють на поверхню контакту арматури з бетоном. Величина дотичних напружень залежить від фізико-механічних характеристик бетону і геометричних параметрів профілю і стану поверхні арматури.

Найбільш значущими факторами впливу характеристик бетону є його міцність, тип цементу, гранулометричний склад і рухливість суміші, технологія ущільнення, час і

умови твердіння, положення арматури при бетонуванні, товщина захисного шару. Найбільш значущими факторами впливу арматури є профіль перерізу і стан поверхні. Для арматури періодичного профілю зчеплення з бетоном забезпечується за рахунок зм'яття бетону між поперечними виступами профілю, адгезією і силами тертя на поверхні контакту арматури і бетону. Основним фактором, який визначає вплив адгезії і сил тертя на зчеплення з бетоном є стан поверхні арматури. Корозійні пошкодження на поверхні арматури, які виникають при перевезенні і зберіганні (атмосферна корозія) можуть впливати на адгезію арматури з бетоном, підлягають вивченню для оцінки можливості застосування такої арматури.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проблемі зчеплення арматури з бетоном присвячена достатньо велика кількість експериментально-теоретичних досліджень, узагальнені результати яких за багаторічних період наведені у Бюлетені 10 Міжнародної федерації по залізобетону (*fib*) [1]. Зокрема наводяться дослідження з теоретичних основ зчеплення, механізмів моделювання зчеплення арматури з бетоном в елементах без тріщин і з тріщинами, зчеплення арматури з високоміцним бетоном, при дії багаторазового повторного навантаження, зчеплення з бетоном арматури з корозійними пошкодженнями, арматури захищеної від корозії спеціальними засобами, зчеплення з бетоном попередньо напруженою і неметалевою арматурою і таке інше.

Теоретичні основи зчеплення арматури з бетоном базуються на, так званих, законах зчеплення, які представляють собою аналітичне описання зв'язку між дотичними напруженнями і відповідними деформаціями зсуву. Найбільш відомими законами зчеплення, є розроблені свого часу, ступінний закон Г. Рема, пружнопластичний закон І. Гийона, нормальний закон М.Холмянського, диференційний закон А.Оатула, емпіричний закон С. Мирза і Д.Хауда та

інші. В подальшому для теоретичного описання зчеплення арматури з бетоном застосовувалися чисельні методи з застосуванням методу скінченних елементів [2,3], описання закону зчеплення у вигляді висхідної і низхідної гілки [4] та інші.

Експериментальні дослідження зчеплення арматури з бетоном включали спеціальні випробування для побудови залежності дотичні напруження-деформації зсуву, з визначенням максимальних значень напружень на стадії втрати зчеплення, балковим методом [5], висмикування арматурних стержнів з бетонних призм або кубів [6]. В результаті проведених експериментальних досліджень встановлений вплив найбільш значимих факторів на зчеплення арматури з бетоном. Для бетону це міцність, співвідношення між крупним і дрібним заповнювачами, рухомість бетонної суміші, процес ущільнення суміші, умови твердіння. Для арматури - це в першу чергу геометрія профілю і стан поверхні. На підставі проведених досліджень, в чинних нормативних документах [7, 8] встановлені вимоги щодо розмірів профілю арматури через нормоване значення відносної площі зм'яття і значень дотичних напружень за результатами випробування балковим методом [5]. Зазначені вимоги розповсюджуються і на неметалевою арматуру періодичного профілю [9].

Окреме місце в проведених експериментально-теоретичних дослідженнях займає вивчення впливу корозійних пошкоджень на зчеплення арматури з бетоном [10-14]. Однак, у більшості випадків, розглядалася значна, зазвичай хімічна корозія, яка спричиняла суттєве зменшення розмірів поперечних виступів, а вплив атмосферної корозії, яка впливає в основному на стан поверхні, майже не розглядалася. Незважаючи на те, що це питання є дуже важливим, особливо для термомеханічнозмцненої арматури за ДСТУ-3760:2006 [15], в якій атмосферна корозія, у силу особливостей виробництва, протікає більш інтенсивно, ніж у гарячекатаній арматурі.

Об'єкт дослідження – зчеплення з бетоном термомеханічнозмцненої арматури періодичного профілю з корозійними пошкодженнями внаслідок атмосферної корозії.

Метою роботи є встановлення впливу корозійних пошкоджень на зчеплення термомеханічнозмцненої арматури серповидного профілю з бетоном.

Задачі дослідження:

- експериментально встановити вплив корозійних пошкоджень на зчеплення арматури з бетоном;
- оцінити можливість застосування, термомеханічнозмцненої арматури серповидного профілю з корозійними пошкодженнями внаслідок атмосферної корозії з позицій зчеплення з бетоном.

Предмет дослідження.

Експериментальні дослідження зчеплення з бетоном проводилися для стержнів арматури Ø12A500C, Ø16A500C і Ø25A500C за ДСТУ 3769:2006 [15] без і з корозійними пошкодженнями внаслідок атмосферної корозії. Всього було випробувано по 8 зразків арматури кожного з діаметрів по 4 зразки без і з корозійними пошкодженнями. Зразки арматури з

корозійними пошкодженнями відбиралися від арматури, яка зберігалася на відкритому повітрі на протязі 10 місяців з січня по жовтень, а зразки арматури без корозійних пошкоджень – з арматури, яка зберігалася в умовах цеху.

Механічні характеристики арматури у вихідному стані визначалися за результатами випробувань 3-х зразків кожного з діаметрів на розтяг за ДСТУ EN 10080:2009 [16]. Результати випробувань наведені у таблиці 1.

Геометричні значення розмірів профілю зразків визначалися за результатами вимірювання розмірів висоти (h) і кроку (t) поперечних виступів з подальшим визначенням за ДСТУ 3769:2006 [15] значення відносної площі зм'яття (f_R). Результати вимірів і розрахунків наведені у таблиці 2.

За результатами випробувань (табл.1), вимірювань і розрахунків (табл.2) встановлено, за механічними характеристиками зразки арматури діаметрів 12, 16 і 25 мм відповідають класу A500C, а їх геометричні характеристики відповідають вимогам чинних нормативних документів [7,8,15].

Табл. 1. Результати випробувань зразків арматури
Table. 1 Test results of reinforcement samples

№ п/п	Дослідні зразки		Механічні характеристики		
	Ø, мм	№ зразка	σ_T , МПа	σ_B , МПа	δ_5 , %
1	12	1	694,3	767,2	21,7
		2	673,4	739,4	20,0
		3	711,6	770,4	20,0
2	16	1	605,3	720,5	21,3
		2	624,8	724,4	21,3
		3	620,0	719,5	22,5
3	25	1	540,0	639,8	19,2
		2	560,0	649,8	23,1
		3	559,9	699,8	23,1

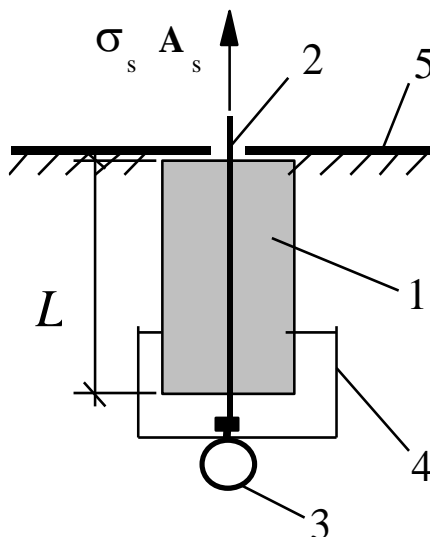
Табл. 2. Геометричні розміри профілю арматури
Table 2. Geometric dimensions of the reinforcement profile

№ п/п	Зразки арматури		Результати вимірювань		Нормовані значення		Відносна площа зм'яття f_R	
	Ø, мм	Кількість зразків	h , мм	t , мм	h , мм не менее	t , мм	фактична	нормована не менше
1	12	8	0,98..1,07	8,0...8,5	0,84	6,6...9,0 ¹⁾	0,065	0,056
2	16	8	1,15...1,40	9,0...9,1	1,12	8,16...11,04 ¹⁾	0,073	0,056
3	25	8	2,0...2,13	15,1...15,4	1,625	12,75..17,25 ¹⁾	0,069	0,056

Примітка: ¹⁾ – мінімальні і максимальні значення
 Note: ¹⁾ - minimum and maximum values

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проведені експериментальні дослідження включали випробування на висмикування арматурного стержня з бетонної призми за схемою, що наведена на рис.1. Дослідні зразки представляли собою бетонні призми довжиною L з арматурним стерж-



нем, що був розташований по осі. В процесі випробувань призма 1 спиралася на упорну пластину 5, до арматурного стержня 2 прикладалося зусилля розтягу, при збільшенні якого за допомогою індикатора 3 вимірювали зсув вільного кінця стержня.

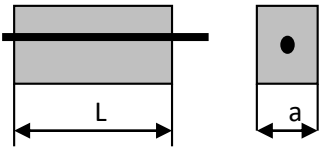
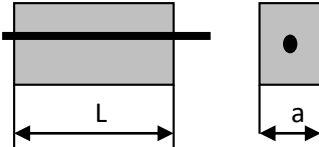
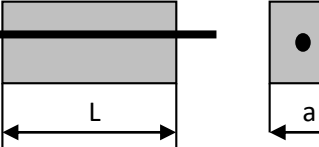
Рис. 1. Схема випробувань на висмикування арматури з бетону: 1 - бетонна призма; 2 - арматурний стержень; 3 - індикатор з ціною поділу 0,001 мм; 4 - струбцина для встановлення індикатору; 5 - упорна пластина.

Fig. 1. Scheme of tests for pulling out reinforcement from concrete: 1 - concrete prism; 2 - reinforcement bar; 3 - indicator with a separation price of 0.001 mm; 4 - clamp for installation of the indicator; 5 - thrust plate

Для визначення характеристик міцності бетону були випробувані зразки кубів розміром 100x100x100 мм на стиск, призми розміром 100x100x400 на стиск і розтяг при згині для визначення, відповідно, кубикові,

призмової міцності бетону і міцності на розтяг при згині. Результати випробувань, а також розміри зразків, довжина яких приймалася рівною $15d$ (d – діаметр стержня), наведені в таблиці 3.

Табл. 3. Склад експериментальних досліджень
Table 3. Composition of experimental research

№ п/п	Арматура		Вид зразка	a , мм	L , мм	Загальна кількість зразків, шт.	f_c , МПа	f_R
	Ø	Клас						
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	12	A500C		150	180	8	52,2	0,059
2	16	A500C		150	240	8	52,0	0,082
3	25	A500C		150	375	8	57,8	0,069

Випробування зразків здійснювалося на розривній машині ЗД-40. Навантаження прикладалося ступенями, що дорівнювали 0,1 від зусилля, що відповідає досягненню межі текучості арматурного стержня.

Зсув вільного кінця стержня відмірювався на кожній ступені завантаження індикатором з ціною поділки 0,001 мм (рис. .1) до досягнення деформаціями зсуву значень 0,15 мм або напружень в арматурі рівних межі текучості.

Результати проведених досліджень у вигляді залежності напружень в арматурі від деформацій зсуву вільного кінця наведені на рис.2-.4.

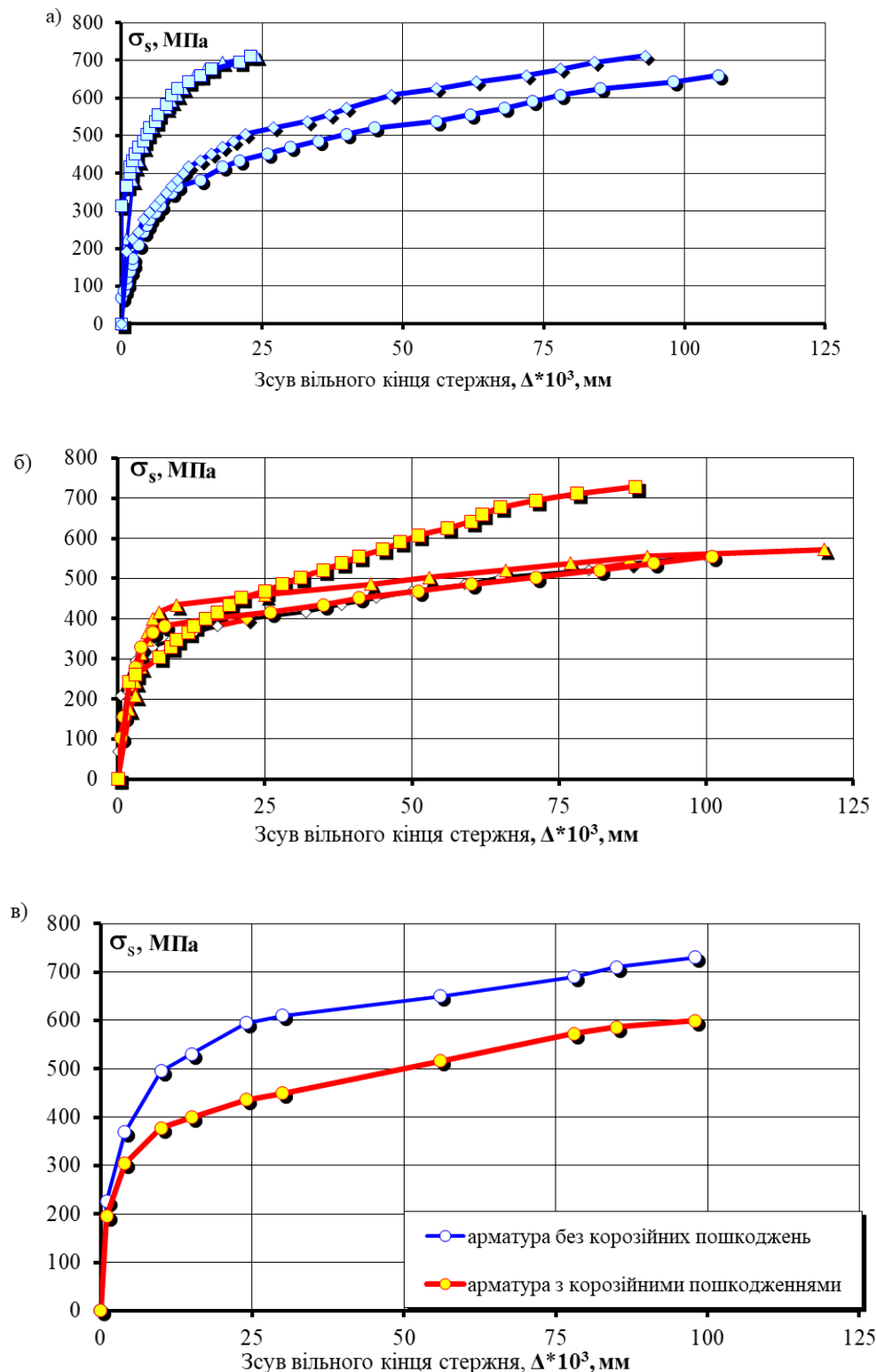
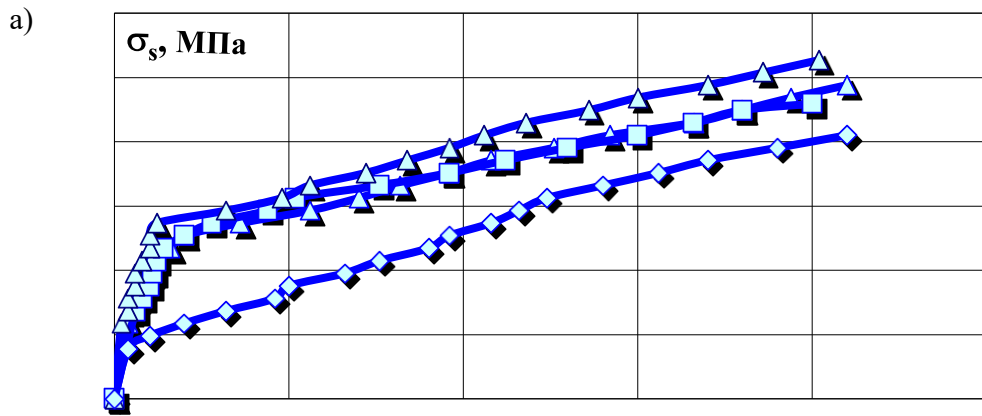
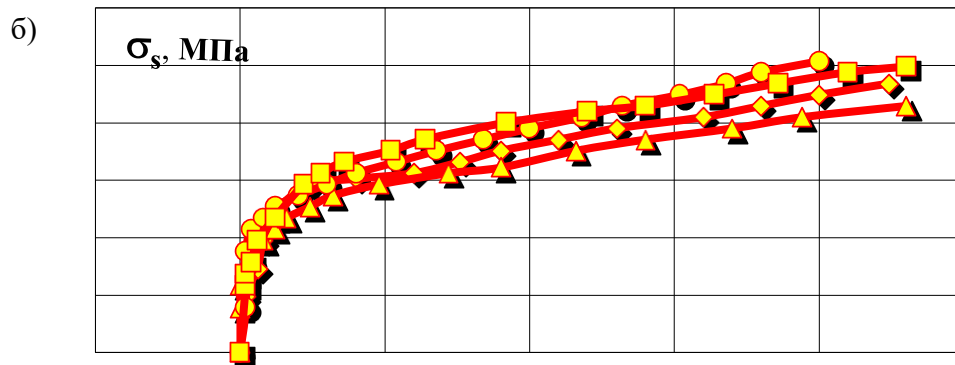


Рис. 2. Залежність напружень в арматурі $\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$ від зсуву вільного кінця: *a*- дослідні зразки арматура без корозійних пошкоджень; *b* – дослідні зразки арматура з корозійними пошкодженнями; *c* – середні за серією зразків без і з корозійними пошкодженнями.

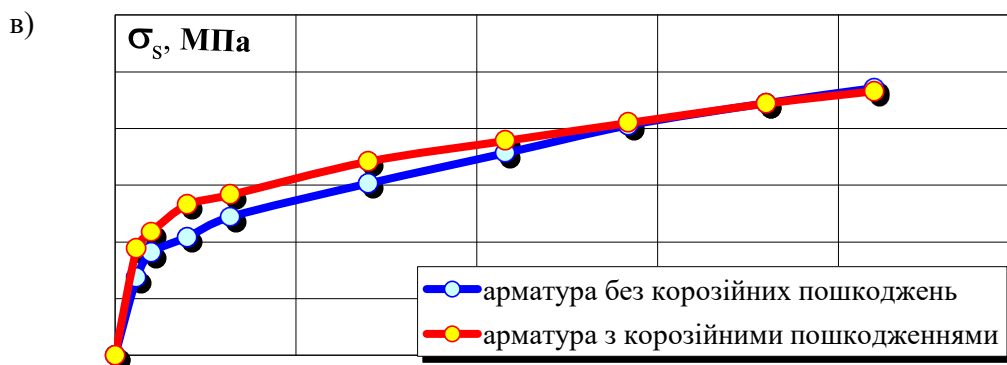
Fig. 2. Dependence of stresses in reinforcement $\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$ on the slip of the free end: *a*- test specimens of reinforcement without corrosion damage; *b* - test specimens of reinforcement with corrosion damage; *c* - average on a series of samples without and with corrosion damages.



Зсув вільного кінця, $\Delta \cdot 10^3$, мм



Зсув вільного кінця, $\Delta \cdot 10^3$, мм



Зсув вільного кінця, $\Delta \cdot 10^3$, мм

Рис. 3. Залежність напружень в арматурі діаметром $\varnothing 16A500C$ від зсуву вільного кінця: *a*- дослідні зразки арматура без корозійних пошкоджень; *б* – дослідні зразки арматура з корозійними пошкодженнями; *в* – середні за серією зразків без і з корозійними пошкодженнями.

Fig. 3. Dependence of stresses in reinforcement $\varnothing 16A500C$ on the slip of the free end: *a* - test specimens of reinforcement without corrosion damage; *b* - test specimens of reinforcement with corrosion damage; *c* - average on a series of samples without and with corrosion damages.

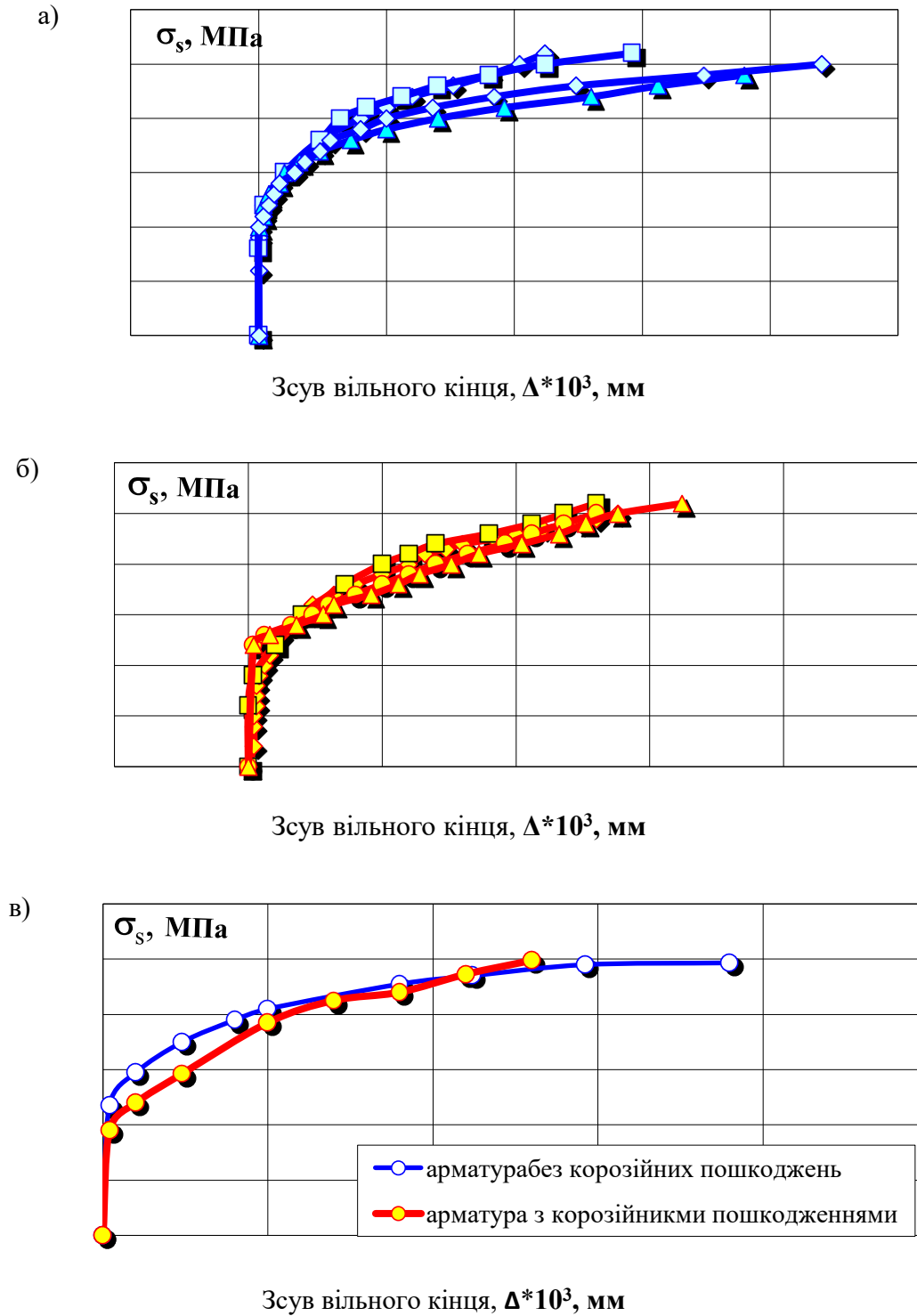


Рис. 4. Залежність напружень в арматурі діаметром $\varnothing 12A500C$ від зсуву вільного кінця: *a* - дослідні зразки арматура без корозійних пошкоджень; *b* – дослідні зразки арматура з корозійними пошкодженнями; *c* – середні за серією зразків без і з корозійними пошкодженнями.

Fig. 4. Dependence of stresses in reinforcement $\varnothing 25A500C$ on the slip of the free end: *a* - test specimens of reinforcement without corrosion damage; *b* - test specimens of reinforcement with corrosion damage; *c* - average on a series of samples without and with corrosion damages.

Узагальнення і аналіз результатів виконаних досліджень дозволяє констатувати таке.

Характер залежностей напруження розтягу в арматурному стержні - зсув вільного кінця для арматури без і з корозійними пошкодженнями підпорядковуються загальним закономірностям. Початок зсуву вільного кінця стержня має місце при напруженнях 100...200 МПа і не залежить від наявності корозійних пошкоджень. Досягнення контрольної величини зсуву вільного кінця у 0,1 мм при довжині анкерування $15d$ (довжина призми) має місце при напруженнях в арматурі 480...600 МПа. Стійкого впливу наявності корозійних пошкоджень внаслідок атмосферної корозії термомеханічнозміцненої арматури серповидного профілю на зчеплення з бетоном в результаті проведених експериментальних досліджень не виявлено.

Негативний вплив наявності корозійних пошкоджень на зчеплення з бетоном, у межах 12..16%, був зафіксований для арматури найменшого діаметру Ø12A500C і може бути пояснений тим, що при інших рівних умовах, однаковий об'єм корозійних пошкоджень в більшій мірі впливає на зчеплення арматури менших діаметрів. Встановлений факт потребує проведення подальших цілеспрямованих експериментальних досліджень.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Зчеплення арматури з бетоном є основним фактором, який забезпечує функціонування залізобетонних конструкцій. На зчеплення з бетоном з боку арматури впливають геометричні розміри профілю і стан поверхні, зазвичай пов'язаний з корозійними пошкодженнями. З можливих видів корозійних пошкоджень найменш вивченими є пошкодження внаслідок атмосферної корозії, для якою найбільш чутливою є термомеханічнозміцнена арматура.

В результаті проведених експериментальних досліджень, які включали в себе випробування на висмикування з бетонних

призм стержнів Ø12A500C, Ø16A500C і Ø25A500 з термомеханічнозміцненої арматури серповидного профілю за ДСТУ 3760:2006 з і без корозійними пошкодженнями внаслідок атмосферної корозії, стійкого впливу корозійних пошкоджень на зчеплення арматури з бетоном не виявлено.

Виняток складає арматура Ø12A500C, для якої негативний вплив корозійних пошкоджень у межах 12...16%, може бути пояснений тим, що при інших рівних умовах, однаковий об'єм корозійних пошкоджень в більшій мірі впливає на зчеплення арматури менших діаметрів.

Встановлений факт потребує проведення подальших цілеспрямованих експериментальних досліджень з вивчення зчеплення з бетоном арматури діаметрів 8...14 мм з корозійними пошкодженнями внаслідок атмосферної корозії.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Bond of reinforcement in concrete** / State-of-art report prepared by Task Group Bond Models: *fib. Bulletin 10*. – 2000. – 424p.
2. **Колчунов В.И, Яковенко И.А., Дмитренко Е.А.** Конечно-элементное моделирование нелинейной плоской задачи сцепления арматуры с бетоном в ПК ЛИРА-САПР. *Промислове будівництво та інженерні споруди*, 2016. №3. С. 6–15.
3. **Appa Rao G, Kadhivaran D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced concrete // *International Journal of Research in Engineering and Technology*. – 2013. – Vol. 2, No. 9. – P.377-385.
4. **CEB-FIP Model Code for Concrete Structures 2010** / International Federation for Structural Concrete (fib). –London, 2010- 434p.
5. **BS 449:2005+A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product – Specification, *British Standards, BSi, 2009- 28p*.
6. **ASTM C234-91a.** Standard test for comparing concrete on the basis of bond developed with reinforcing steel // *Annual Book of ASTM Standards*. – Philadelphia, USA, 1994. – P. 148-152.
7. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. – Brussels: GEN, 2004. – 226 p.

8. **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2** Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. *Загальні правила і правила для споруд. (EN 1992-1-1:2004, IDT), 2012.- 292с.*
9. **Климов Ю.А., Солдатченко О.С., Орешкин Д.О.** Експериментальні дослідження зчеплення композитної неметалевої арматури з бетоном. *Вісник Національного університету "Львівська Політехніка".- Львів, 2010. – Випуск 662.- С 207-214.*
10. **Cairns J., Pantazoroulou V., Noghabai K.,Rodriguez J/** Bond of corroded reinforcement. Bond of reinforcement in concrete/ *State-of-art report prepared by Task Group Bond Models: fib. Bulletin 10. – 2000. – 188-212p.*
11. **Yalciner H., Eren O., Serhan S.** An experimental study on the bond strength between reinforcement bars and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level. *Cement and Concrete Composites. 2012. No. 14. P. 643–655.*
12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites. 2011. Vol. 33. No 9. P. 918–924.*
13. **Lundgren K.** Modeling bond between corroded reinforcement and concrete. *Fracture Mechanics of Concrete Structures. - 2001. - №2 1. - P. 247-254.*
14. **Hanser C., Almeh L., Ghosh A.** Modeling the effect of corrosion on bond strength at steel-concrete interface with finite element analysis/ *Canadian Journal of Civil Engineering/ 2006, Vol.33. P.673-682.*
15. **ДСТУ-3760:2006** Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій Загальні технічні вимоги. *К., Держспоживстандарт України 2007. 27с.*
16. **ДСТУ-10080:2009** Сталь для армування бетону. Зварювальна арматурна сталь. Загальні технічні вимоги (EN 10080:2005, IDT). *К., Держспоживстандарт України, 2012. 43с.*
3. **Appa Rao G, Kadhivaran D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced concrete // *International Journal of Research in Engineering and Technology. – 2013. – Vol. 2, No. 9. – P.377-385*
4. **CEB-FIP Model Code for Concrete Structures 2010 /** International Federation for Structural Concrete (fib). –London, 2010- 434p
5. **BS 449:2005+A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product – Specification, *British Standards, BSi, 2009- 28p.*
6. **ASTM C234-91a.** Standard test for comparing concrete on the basis of bond developed with reinforcing steel // *Annual Book of ASTM Standards. – Philadelphia, USA, 1994. – P. 148-152.*
7. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2:** Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels: GEN, 2004. – 226 p.
8. **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2** Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. *Загальні правила і правила для споруд. (EN 1992-1-1:2004, IDT), 2012.- 292с.*
9. **Климов Ю.А., Солдатченко О.С., Орешкин Д.О.** Експериментальні дослідження зчеплення композитної неметалевої арматури з бетоном. *Вісник Національного університету "Львівська Політехніка".- Львів, 2010. – Випуск 662.- С 207-214.*
10. **Cairns J., Pantazoroulou V., Noghabai K.,Rodriguez J/** Bond of corroded reinforcement. Bond of reinforcement in concrete/ *State-of-art report prepared by Task Group Bond Models: fib. Bulletin 10. – 2000. – 188-212p.*
11. **Yalciner H., Eren O., Serhan S.** An experimental study on the bond strength between reinforcement bars and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level. *Cement and Concrete Composites. 2012. No. 14. P. 643–655.*
12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites. 2011. Vol. 33. No 9. P. 918–924.*
13. **Lundgren K.** Modeling bond between corroded reinforcement and concrete. *Fracture Mechanics of Concrete Structures. - 2001. - №2 1. - P. 247-254.*
14. **Hanser C., Almeh L., Ghosh A.** Modeling the effect of corrosion on bond strength at steel-concrete interface with finite element analysis/

REFERENCES

1. **Bond of reinforcement in concrete /** State-of-art report prepared by Task Group Bond Models: *fib. Bulletin 10. – 2000. – 424p.*
2. **Kolchunov V.Y, Yakovenko Y.A., Dmytrenko E.A.** Konechno-elementnoe modelirovaniye nelyneinoy ploskoy zadachy stsepleniya armatury s betonom v PK LYRA-SAPR. *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy, 2016. №3.*

Canadian Journal of Civil Engineering/ 2006, Vol.33. P.673-682.

15. **DSTU-3760:2006** Prokat armaturnyi dlia zalizobetonnykh konstruktzii Zahalni tekhnichni vymohy. K., *Derzhspozhyvstandart Ukrainy 2007. 27s.*

16. **DSTU-10080:2009** Stal dlia armuvannia betonu. Zvარიუvalna armaturna stal. Zahalni tekhnichni vymohy (EN 10080:2005, IDT). K., *Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2012. 43s.*

INFLUENCE OF CORROSION DAMAGE ON BOND OF REINFORCEMENT IN CONCRETE

Yulii KLYMOV

Summary. The paper presents the results of experimental studies of the influence of corrosion damage on bond of reinforcement in concrete. Experimental studies included tests for bond to concrete of reinforcement bars without corrosion damage and with corrosion damage in the form of rust caused by atmospheric corrosion. Samples of reinforcement with corrosion damage were taken from

reinforcement stored in the open air for 10 months from January to October, and samples of reinforcement without corrosion damage - from fittings stored in the production shop.

Tests of reinforcement samples for bond to concrete were performed by pulling reinforcement from concrete prisms, the length of which was $15d$ (d - diameter of the bar) with measurement in the process of testing the shear of the free end of the bar and subsequent plotting of tensile stress in the reinforcement offset of the free end of the bar.

According to the results of tests of stable impact of the surface of the reinforcement - without corrosion damage and with damage caused by atmospheric corrosion, not detected. The exception is the fittings of the smallest of diameters - $\emptyset 12A500C$, for which the negative impact of corrosion damage in the range of 12... 16%. can be explained by the fact that, other things being equal, the same amount of corrosion damage to a greater extent affects the bond of valves of smaller diameters.

Keywords. Periodic profile reinforcement; atmospheric corrosion; adhesion to concrete.

Стаття надійшла до редакції 22.10.21

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ З ПОРОЖНИСТИМИ ВКЛАДИШАМИ

Володимир КРІПАК¹, Віра КОЛЯКОВА², Максим ГАЙДАЙ³

^{1,2,3} Київський національний університет будівництва і архітектури

Повітрофлотський проспект, 31, Київ, Україна, 03037

¹ kripak.vd@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6575-5015>

² vkolyakova@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6879-8520>

³ mgaidai08098@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7417-5127>

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.15-29

Анотація. Використання перекриттів з порожнистими вкладишами є одним з можливих способів зниження матеріалоемності і маси будівель, зведених з монолітного бетону, практично без зниження їх надійності. Зниження ваги конструкцій є важливою перевагою при будівництві об'єктів у сейсмічно активних регіонах.

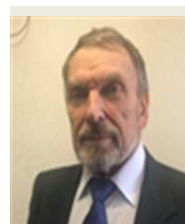
Однак, впровадження таких плит в будівництві стримується відсутністю теоретичних досліджень і необхідної нормативної бази і досвідом проектування цих конструкцій.

У статті розглядаються проблеми розрахунків та конструювання облеженого монолітного перекриття на прикладі конкретного 18-ти поверхового житлового будинку. Наведені основні принципи і методи конструювання та розрахунку порожнистих монолітних перекриттів.

Найбільш доцільним для побудови простої розрахункової моделі будівлі з порожнистими плитами перекриття являється метод моделювання плитою приведеної жорсткості.

За результатами проведеного дослідження виявлено, що порожнисте перекриття має переваги перед суцільним типовим у багатьох параметрах. Ключовими є різниця у витраті бетону - 18,6%, витраті сталі - 24,2% та у власній вазі перекриття - 32,9 %.

Полегшені плити найбільше підходять для будівель з великими прольотами і низькими корисними навантаженнями, однак їх використання буде ефективним і для будівель з великими прольотами і значними корисними навантаженнями.



Володимир КРІПАК

професор кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, к.т.н., професор



Віра КОЛЯКОВА

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



Максим ГАЙДАЙ

магістр кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій

Ключові слова. Монолітна плита; порожнистий вкладиш; прогини; моделювання; будинок; чисельні методи; армування плити.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогоднішній день при будівництві житлових та громадських будівель у більшості випадків застосовується каркасна схема із монолітного залізобетону. Найбільш масовими конструкціями таких будівель є плоскі безбалкові перекриття.

Сьогоднішнє проектування будівельних споруд передбачає, як правило, утворення складних геометричних форм, архітектурних рішень з вільними плануванням та відносно великих прольотів. Конструкція та матеріали монолітних залізобетонних перекриттів дають можливості для вирішення більшості цих складних задач. Але головним недоліком залізобетонних плит є велика власна вага, яка може складати до 55...70% навантаження від усього каркасу будівлі. Зниження власної ваги монолітних перекриттів при збереженні необхідної міцності, надійності і довговічності є актуальним завданням сучасного будівництва.

Зарубіжний досвід [1,2,3] свідчить, що ефективність монолітних залізобетонних плит можна суттєво підвищити, якщо їх виконувати частково порожнистими.

У наведеній статті розглядаються проблеми розрахунків і конструювання об'єк-

шеного монолітного перекриття на прикладі конкретного житлового будинку, аналізується його ефективність і перспективи використання.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Порожнини в плитах утворюють за рахунок введення у склад монолітних перекриттів спеціальних вкладишів [1,2,3,4], які відрізняються конфігурацією, матеріалом, формою перерізу, методом розташування в плані.

Нижче наведені найбільш поширені типи порожнистих вкладишів промислового виготовлення (рис.1).

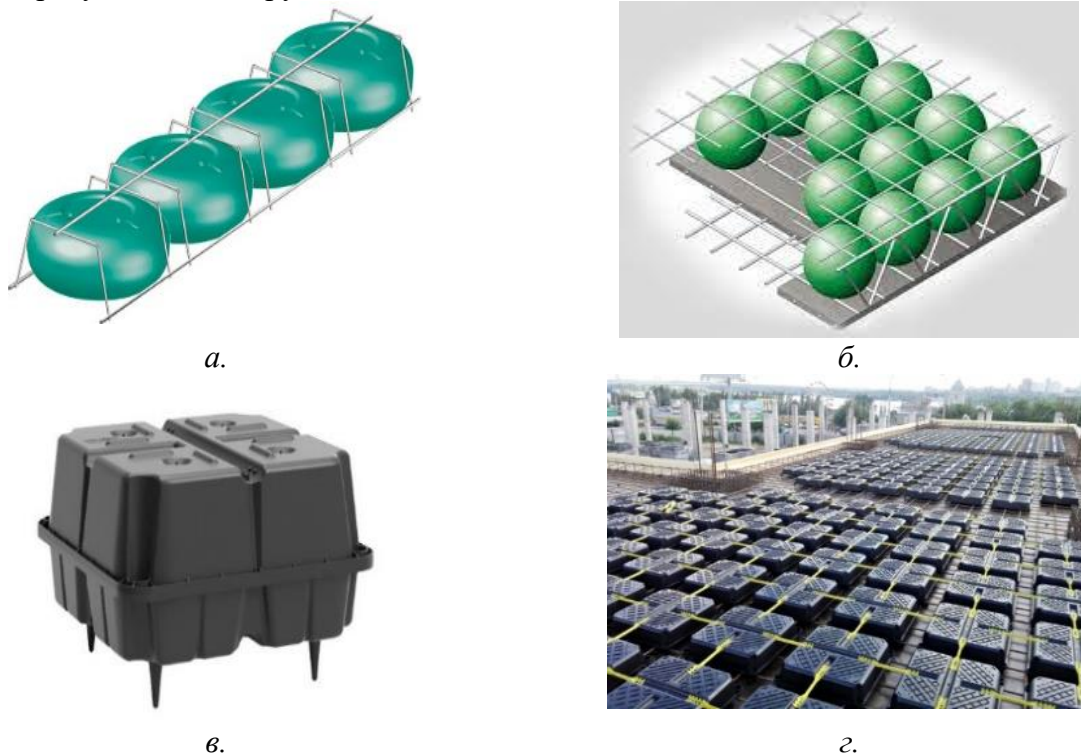


Рис.1. Вкладиші системи: *a* - «Cobiax CLS»; *б* - «BubbleDeck»; *в* - Елемент незнімної опалубки «U-Boot Beton»; *г* - фрагмент плити з елементами «U-Boot Beton».

Fig.1. Inserts of the system: *a* - "Cobiax CLS"; *b* - «BubbleDeck»; *c* - Element of non-removable formwork "U-Boot Beton"; *d* - a fragment of a plate with elements of "U-Boot Beton".

Можливі форми перерізів вкладишів наведені на рис.2.

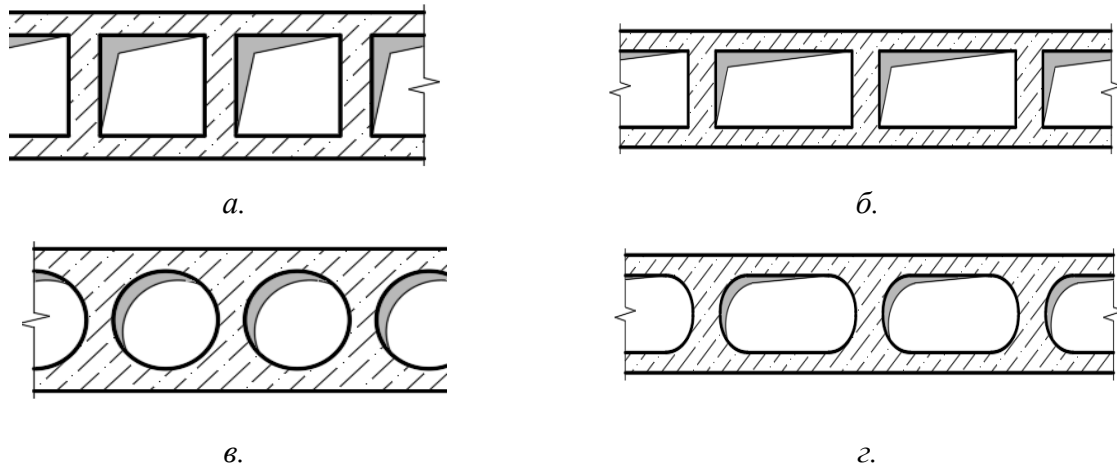


Рис.2. Варіанти вкладишів за формою перерізів: *a* - квадратні; *б* -прямокутні; *в* - круглі; *г* - овальні
Fig.2. Variants of liners according to the shape of the sections: *a* - square; *b* - rectangular; *c* - round; *d* - oval

На рис.3 наведені можливі схеми розташування порожнистих вкладишів в плані плити перекриття.

Вкладиші виготовляють з переробленого пластику, поліетилену, поліпропілену, пінополістиролу картону з водостійким покриттям і т.п.



a



б



в



г

Рис.3. Варіанти розташування порожнистих вкладишів в плані плити перекриття: *a* - з утворенням ребер; *б* - з ребрами по осях колон; *в* - ; *г* - лінійне розташування.

Fig.3. Options for the location of hollow liners in terms of the floor slab: *a* - with the formation of ribs; *b* - with ribs along the axes of the columns; *c* - ; *d* - linear arrangement

Вкладиші виготовляють з переробленого пластику, поліетилену, поліпропілену, пі-

нополістиролу картону з водостійким покриттям і т.п.

ПРИНЦИПИ, МЕТОДИ КОНСТРУЮВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ ПОРОЖНИСТИХ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ

При конструюванні порожнистих плит перекриття слід розташовувати порожниноутворювачі на максимально можливій площі плити для зниження ваги та підвищення економічної та архітектурно-будівельної ефективності перекриття, але

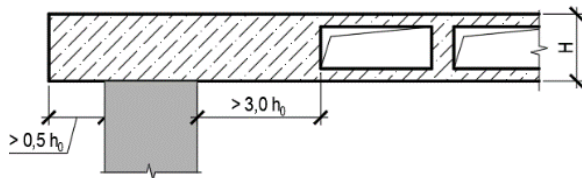


Рис. 4. Опирання плити на крайню колону.
Fig. 4. Supporting the plate on the end column.

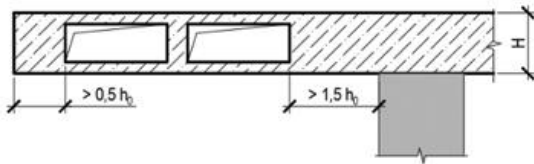


Рис. 6. Консольна частина плити/
Fig. 6. Cantilever part of the slab

встановлення прожнинотворювачів не допускається в зонах:

- вільної крайової ділянки плити перекриття;
- в зонах дії значних поперечних сил - зони опирання на стіни та колони;
- у зонах значної кількості технологічних отворів у перекритті;

Принципові перерізи конструювання порожнистого перекриття наведені на рис. 4-7.

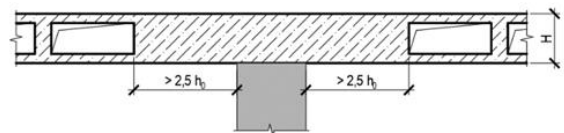


Рис. 5. Опирання на центральну колону.
Fig. 5. Leaning on the central column.

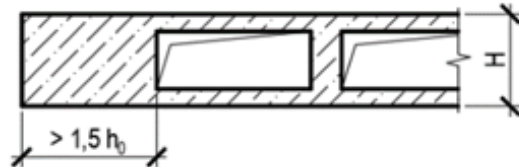


Рис. 7. Вільна крайня ділянка плити/
Fig. 7. Free extreme section of the slab

МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ ПОРОЖНИСТОГО МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Розрахунок порожнистих монолітних перекриттів раціонально виконувати за допомогою чисельного КЕ моделювання в спеціальних програмних комплексах. Для

розрахунку доцільно застосовувати наступні методи, які детально розглянуті в [5, 6, 7, 8]:

1) Моделювання оболонковими елементами оболонковими елементами.

Полиці та ребра створюються за допомогою оболонкових СЕ 44. Приопорні зони та контур плити моделюються СЕ 36.

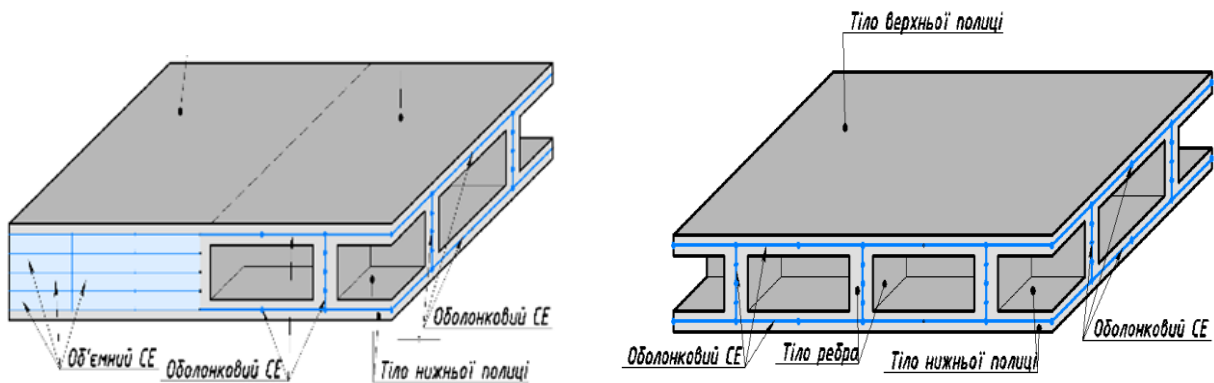


Рис. 8. Схема моделювання плити перекриття оболонковими елементами
Fig. 8. Scheme of modeling of the floor slab with shell elements

2) Моделювання плити приведеної жорсткості.

Переkritтя моделюється у вигляді оболонки (пластини). Ефект порожнистого переkritтя досягається введенням знижених параметрів жорсткості та густини. Припорні зони то контур плити залишається зі стандартними параметрами.

Зменшення модуля пружності:

$$E_1 = E - \Delta E;$$

Величину зменшення модуля пружності бетону плити розраховують за наступною формулою:

$$\Delta E = 100 (1 - I_{red} / I);$$

де E – модуль пружності бетону;

E_1 – зменшений модуль пружності бетону;

I – момент інерції суцільної плити;

I_{red} – приведений момент інерції плити з урахуванням порожнин.

Зменшення об'єму конструкції плити визначається як:

$$\Delta V = 100 (1 - V_{red} / V);$$

де V – об'єм m^2 плану суцільної плити;

V_{red} – об'єм m^2 плану плити з урахуванням порожнин.

Знижена щільність матеріалу визначається як:

$$R_{01} = R_0 * \Delta V;$$

де R_0 – нормована щільність m^3 бетону плити;

R_{01} – знижена щільність m^3 бетону плити.

3) Моделювання стержньовими СЕ з двотавровим перерізом.

Ребра плити моделюються стержневими СЕ, а зони опирання та вільні краї плити моделюють оболонковими СЕ 44 фактичної жорсткості.

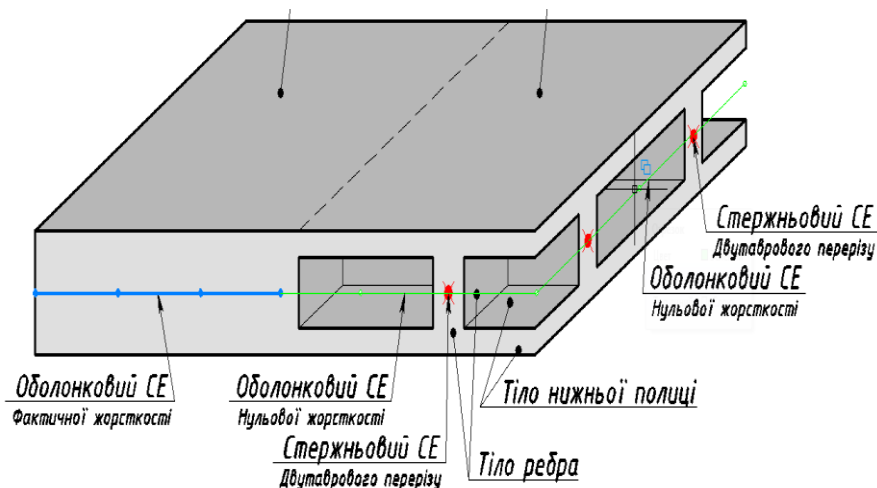


Рис. 9. Схема моделювання плити переkritтя стержневими СЕ з двотавровим перерізом
Fig. 9. Scheme of modeling of the floor slab with a cut of SE with an I-beam section

ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом дослідження прийнято 18-ти поверховий житловий будинок у м. Києві (рис.10).

Будівля має каркасну систему несучих елементів, що складається з пілонів, сходово-ліфтовими блоками та з суцільними монолітними плитами переkritтя.

Розміри в осях становлять 34,4x23,7 м, висота 1-го поверху 4,2 м, типового 3,0м, загальна висота будівлі 58,2 м.

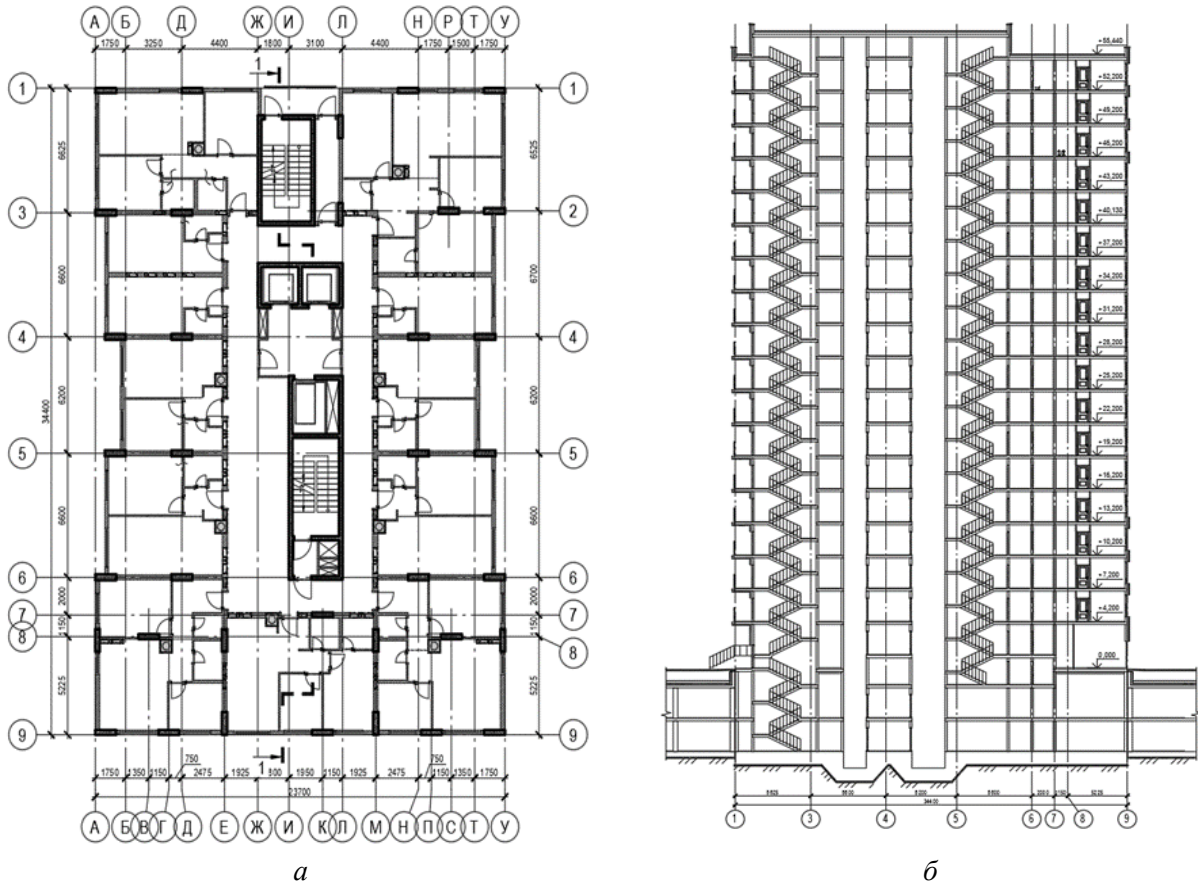


Рис. 10. 18-ти поверховий житловий будинок у м. Києві. *a* - план типового перекриття; *б* - розріз будинку.

Fig. 10. 18-storey residential building in Kyiv. *a* - plan of a typical floor; *b* - section of the house.

Конструювання порожнистого перекриття слід починати з визначення оптимальних розмірів порожниноутворювачів, принципового перерізу плити (товщини полиці та стінки), а також формування схеми розміщення порожниноутворювачів з дотриманням усіх вимог описаних вище.

Проаналізувавши плиту перекриття будівлі, що розглядається та врахувавши всі обов'язкові вимоги щодо розміщення порожнин можна визначити наступні зони розміщення вкладишів:

Розглянуто два варіанти товщини плити: 240 та 260 мм.

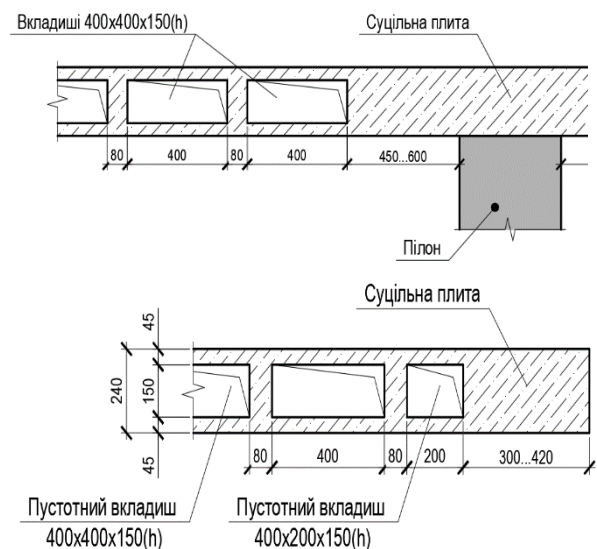


Рис. 11. Перерізи ділянки плити $t = 240$ мм

Fig. 11. Cross-sections of the plate section $t = 240$ mm

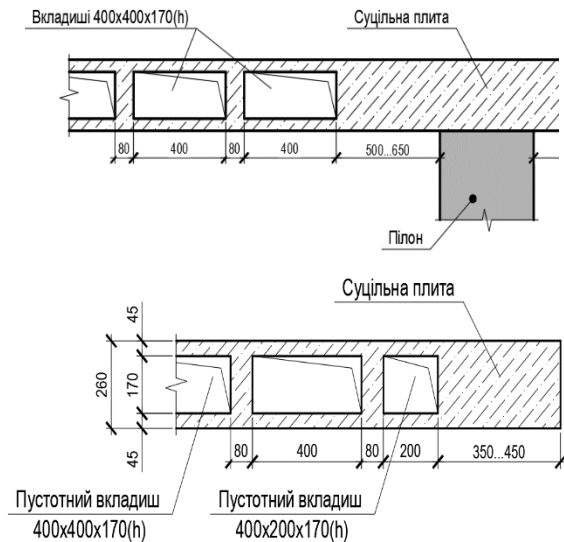


Рис. 12. Переріз ділянки плити $t = 260$ мм/
Fig. 12. Cross-sections of the plate section $t = 260$ mm

Обравши для розрахунку метод пластини з приведеною жорсткістю виконуємо розрахунок приведених жорсткостей порожнистих ділянок двох типів плит перекриття.

Для порожнистої плити $t = 240$ мм

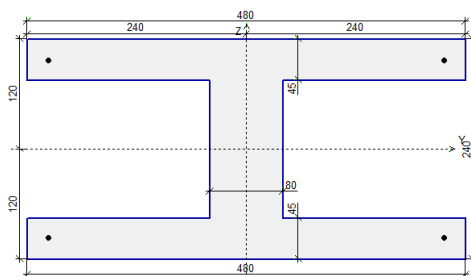


Рис. 13. Характерний переріз плити $t = 240$ мм
Fig. 13. Characteristic cross-section of the plate $t = 240$ mm

Зменшення модуля пружності бетону:

$$E_1 = E - \Delta E = 30018,6 \text{ МПа} - 20,35\% = 23911,3 \text{ МПа}$$

$$\Delta E = 100 (1 - I_{\text{red}} / I) = 100 * (1 - 44046 / 55296) = 20,35\%$$

де E – модуль пружності бетону;

E_1 – зменшений модуль пружності бетону;
 I – момент інерції суцільної плити;
 I_{red} – приведений момент інерції плити з урахуванням порожнин.

Зменшення об'єму конструкції плити:

$$\Delta V = 100 (1 - V_{\text{red}} / V) = 100 * (1 - 0,0648 / 0,1152) = 43,75 \%$$

де V – об'єм м^2 плану суцільної плити;
 V_{red} – об'єм м^2 плану плити з урахуванням порожнин.

Знижена щільність матеріалу:

$$R_{01} = R_0 - \Delta V = 2,5 - 43,75\% = 1,406 \text{ т/м}^3$$

де R_0 – нормована щільність м^3 бетону плити;

R_{01} – знижена щільність м^3 бетону плити.

Для порожнистої плити $t = 260$ мм:

Зменшення модуля пружності бетону

$$E_1 = E - \Delta E = 30018,6 \text{ МПа} - 23,29\% = 23026 \text{ МПа}$$

$$\Delta E = 100 (1 - I_{\text{red}} / I) = 100 * (1 - 53927 / 70304) = 23,29\%$$

Зменшення об'єму конструкції плити:

$$\Delta V = 100 (1 - V_{\text{red}} / V) = 100 * (1 - 0,0677 / 0,1248) = 45,77 \%$$

Знижена щільність матеріалу:

$$R_{01} = R_0 - \Delta V = 2,5 - 45,77\% = 1,356 \text{ т/м}^3$$

Отримані жорсткісні характеристики використовують для моделювання порожнистих ділянок плити в подальших розрахунках.

У програмному комплексі ЛІРА-САПР 2016 створюється просторова розрахункова модель каркасу будівлі згідно загально-

прийнятих правил і вимог [6,9]. Призначаються різні типи жорсткостей для відповід-

но суцільних і порожнистих ділянок плити перекриття.

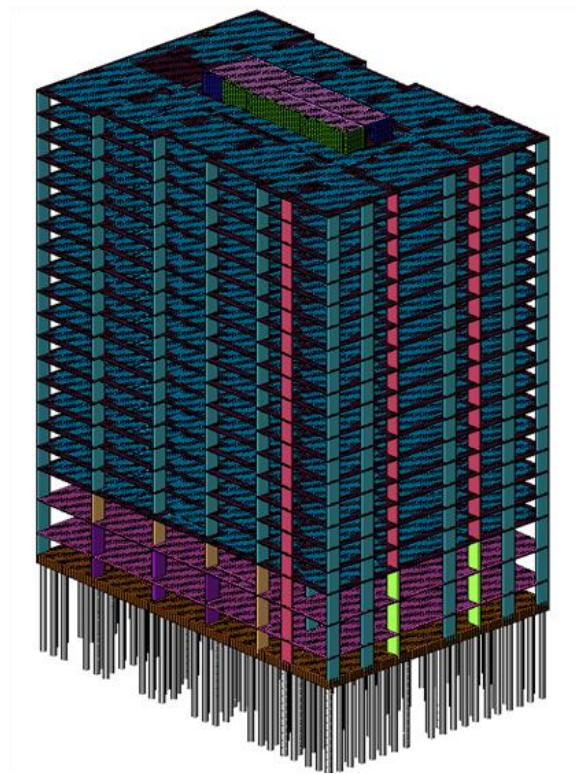


Рис. 14. Загальний вигляд розрахункової моделі будівлі.

Fig. 14 . General view of the calculated model of the building .

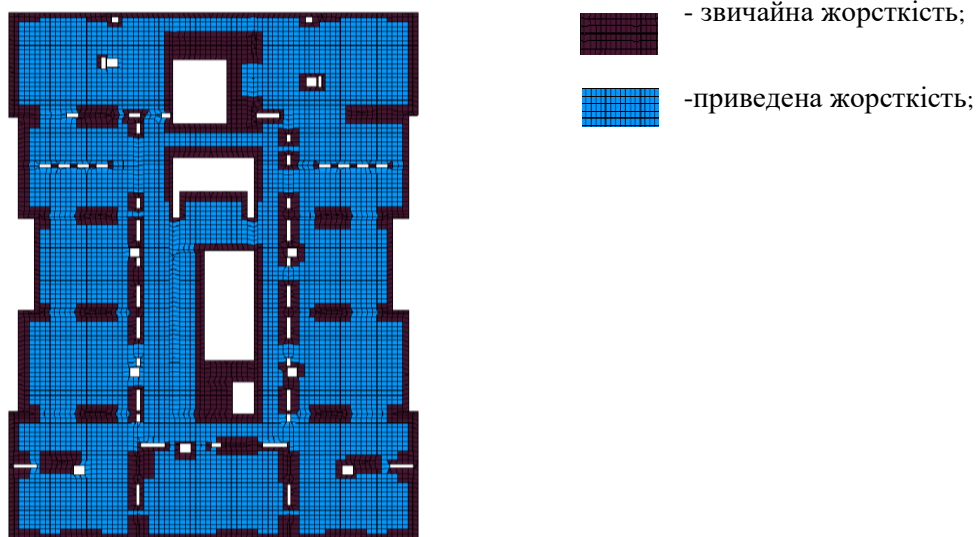


Рис. 15. Схема призначення жорсткостей в розрахунковій моделі плити.

Fig. 15. Scheme of rigidity assignment in the calculation model of the plate .

Особливу увагу варто приділити власній вазі плити. Її враховують за допомогою інструменту ПК і відповідно різні типи вла-

сної ваги плити товщиною 240 мм зображено на рис.16.

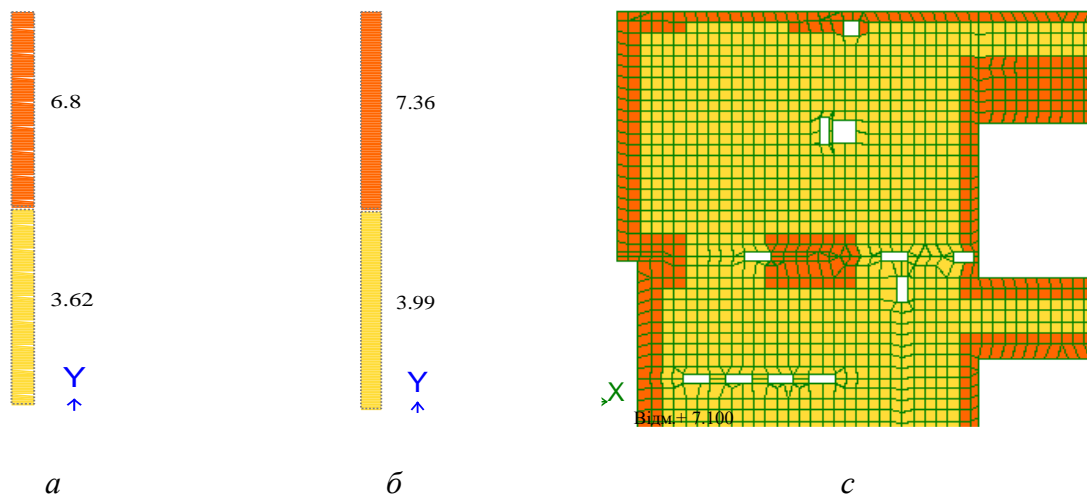


Рис.16. Інтенсивність та значення (kN/m^2) власної ваги на фрагменті плити: *a* – значення для плити 240 мм; *б* - значення для плити 260 мм; *в* – загальна картина розподілу інтенсивності.

Fig. 16. Intensity and value (kN/m^2) of own weight on a fragment of a plate: *a* - value for a plate of 240 mm; *b* - value for the plate 260 mm; *c* - the general picture of intensity distribution.

По наведеній вище розрахунковій моделі виконані порівняльні розрахунки будинку з суцільними плитами перекриття стандартної товщини 200 мм та з

облегшеними плитами товщиною 240 мм та 260 мм.

На рис. 17-19 наведені вертикальні деформації (прогини) та зусилля в плитах товщиною відповідно 240 мм та 260 мм.

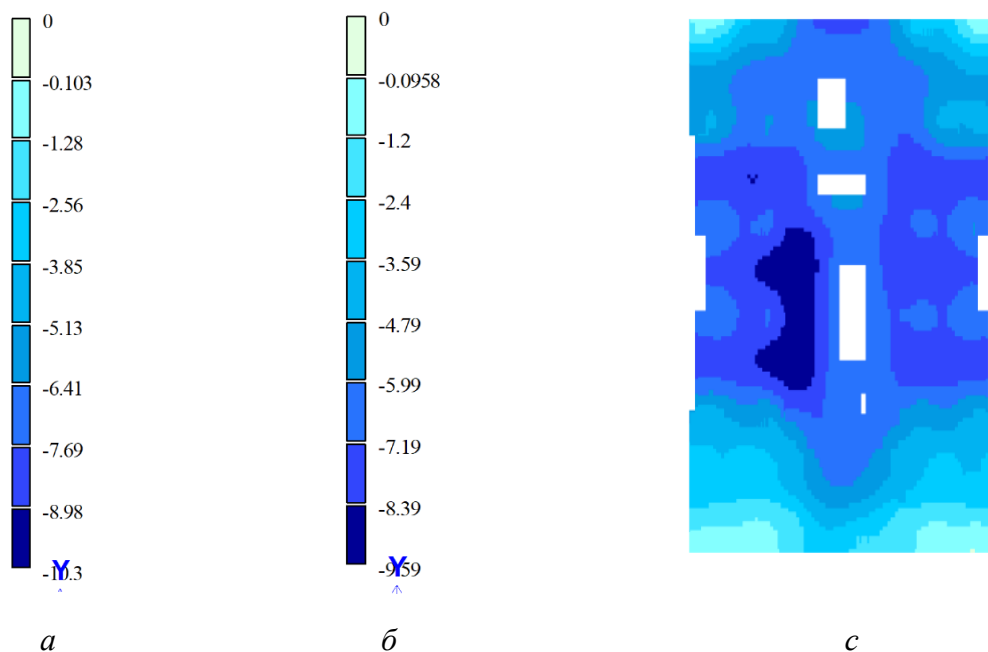


Рис.17. Ізополя деформацій (прогинів) плит: *a* – значення в мм для товщини 240 мм; *б* - значення в мм для товщини 260 мм; *в* – загальна картина деформацій.

Fig.17. Isofields of deformations (deflections) of plates: *a* - value in mm for thickness of 240 mm; *b* - value in mm for a thickness of 260 mm; *c* - the general picture of deformations.

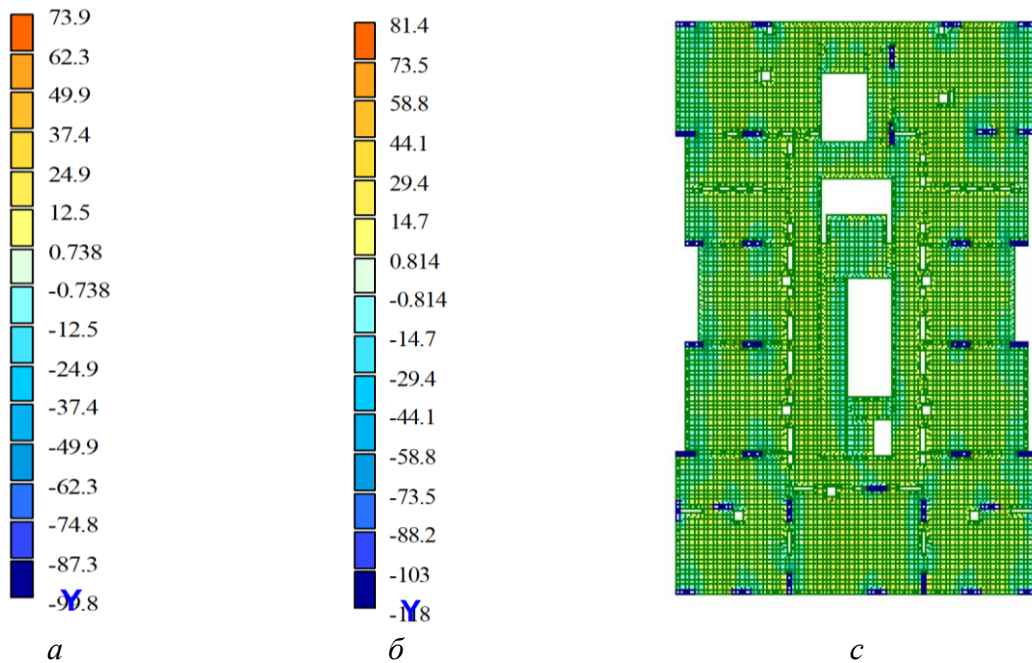


Рис.18. Згинальні моменти M_x в плитах: *a* – значення в кН/м для товщини 240 мм; *б* - значення в кН/м для товщини 260 мм; *в* – загальна картина розподілу моментів в плитах.

Fig.18. Bending moments M_x in slabs: *a* - value in кН / m for thickness 240 mm; *b* - value in кН / m for a thickness of 260 mm; *c* - the general picture of distribution of the moments in slabs

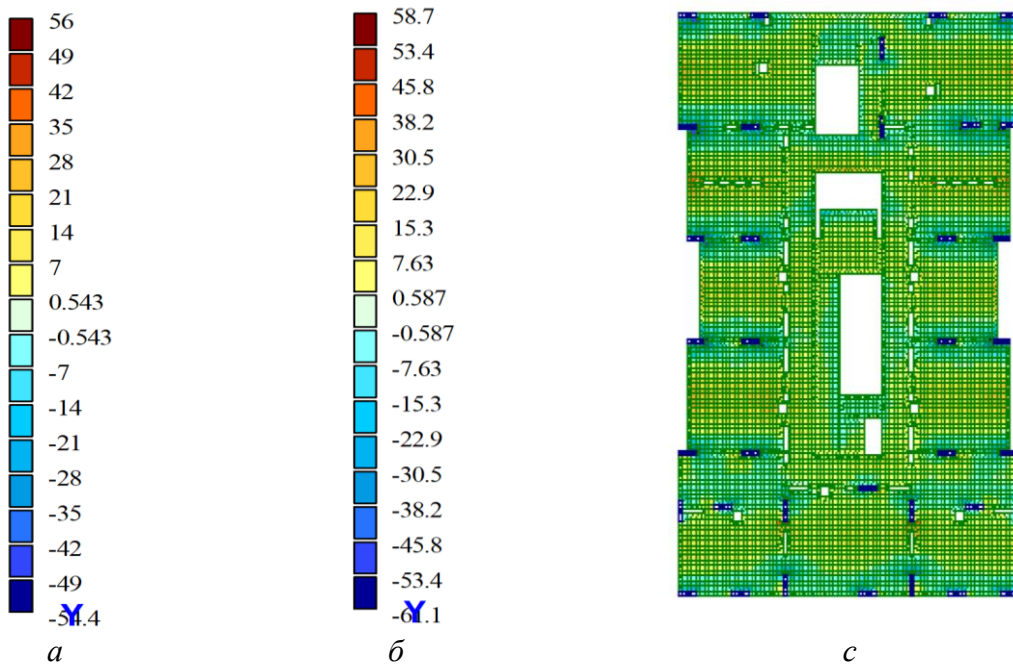


Рис.19. Згинальні моменти M_y в плитах: *a* – значення в кН/м для товщини 240 мм; *б* - значення в кН/м для товщини 260 мм; *в* – загальна картина розподілу моментів в плитах.

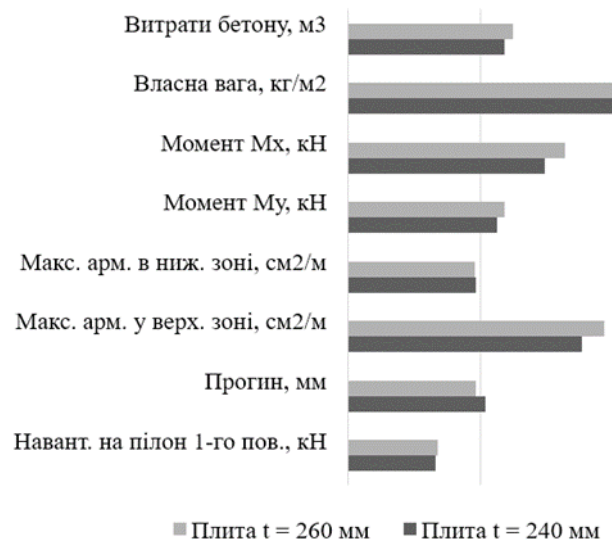
Fig. 19. Bending moments M_y in slabs: *a* - value in кН / m for thickness 240 mm; *b* - value in кН / m for a thickness of 260 mm; *c* - the general picture of distribution of the moments in slabs

Зведені показники двох типів порожнистих плит товщиною 240 мм та 260

мм наведені в таблиці 1 та показані на рис.20.

Табл. 1. Порівняння двох типів порожнистих плит**Table 1.** Comparison of two types of hollow slabs

№	Показник	Плита t = 240 мм	Плита t = 260 мм	Різниця, %
1	Витрати бетону, м ³	117.3	124.3	5.6
2	Власна вага, кН/м ²	335.6	350.4	4.2
3	Згинальний момент М _x , кН	73.9	81.4	9.2
4	Згинальний момент М _y , кН	56.0	58.7	4.6
5	Макс. арм. в нижній зоні, см ² /м	9.6	9.6	-0.5
6	Макс. арм. у верхній зоні, см ² /м	35.2	38.5	8.6
7	Прогин, мм	10.3	9.6	-7.4
8	Навантаження на пілон 1-го пов., кН	6560.0	6730.0	2.5

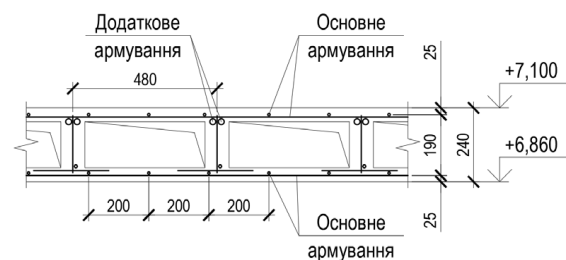
**Рис. 20.** Діаграма порівняння показників порожнистих плит t = 240 мм та t = 260 мм**Fig. 20.** Diagram comparing the indicators of hollow slabs t = 240 mm and t = 260 mm

Аналіз отриманих показників показав наступне: жорсткість плити зі збільшенням товщини буз умовно збільшується, але на прогинах це проявляється мало, так прогин плити товщиною 260 мм в середньому лише на 7,5% менше плити товщиною 240 мм; плита товщиною 240 мм має незначну перевагу в витратах бетону і кількості необхідної арматури.

В цілому можна зробити висновки, що монолітне порожнисте перекриття товщиною 240 мм є ефективніше за більшістю параметрів.

Робота передбачала також розрахунки і детальне робоче конструювання полегшеної плити товщиною 240 мм і суцільної плити з типовим рішенням товщиною 200

мм. Слід зауважити що плити з порожнинами вкладишами мають свої особливості при армуванні (див. рис.21).

**Рис. 21.** Схема армування плити**Fig. 21.** Scheme of slab reinforcement

На рис. 22 і 23 наведені вертикальні деформації (прогини) та зусилля в плитах

товщиною відповідно 240 мм та 260 мм.

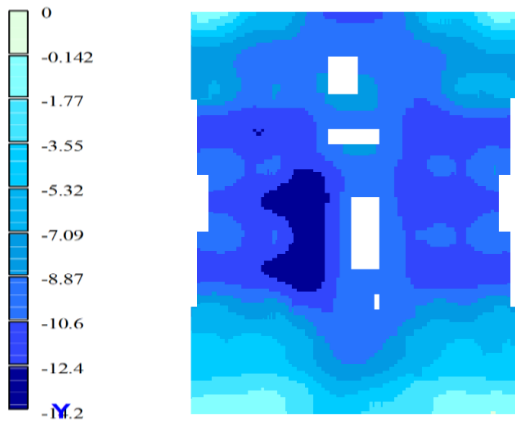


Рис.22. Вертикальні деформації суцільної плити товщиною 240мм.

Fig.22. Vertical deformations of a continuous slab 240 mm thick

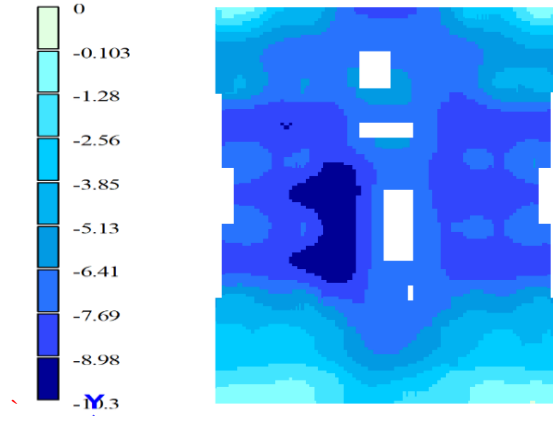


Рис.23. Вертикальні деформації порожнистої плити товщиною 260 мм.

Fig.23. Vertical deformations of a continuous slab 260 mm thick

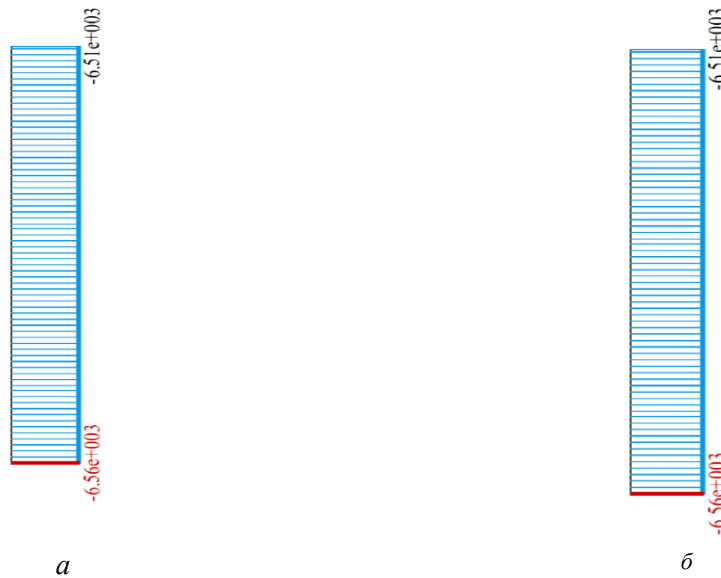


Рис.24. Поздовжні зусилля N в найбільш завантаженому пілоні в кН:

a - при порожнистій плиті товщиною 240 мм; *б* – при суцільній плиті.

Fig.24. Longitudinal forces N in the most loaded pylon in kN: *a* - at a hollow plate 240 mm thick; *b* - at a continuous slab.

Зведені показники і відсоткове співвідношення показників для будинку з двома типами перекриттів з порожнистих плит

товщиною 240 мм та суцільних товщиною 260 мм наведені в таблиці 2 та ілюстровані діаграмою на рис.25.

Табл. 2. Порівняння плити суцільного та порожнистого перерізів
Table 2. Comparison of a plate of continuous and hollow sections

№	Показник	Плита t = 240 мм	Плита t = 200 мм	Різниця, %
1	Витрати бетону, м ³	117.3	144.1	18.6
2	Витрати сталі, кг	15298.9	20190.0	24.2
3	Власна вага, кН/м ²	335.6	500.0	32.9
4	Згинальний момент M _x на опорі, кН	95.2	91.1	-4.5
5	Згинальний момент M _y на опорі, кН	48.2	46.2	-4.3
6	Згинальний момент M _x в прольоті, кН	73.9	86.8	14.9
7	Згинальний момент M _y в прольоті, кН	56.0	64.0	12.5
8	Макс. арм. в нижній зоні, см ² /м	9.0	12.6	28.7
9	Макс. арм. у верхній зоні, см ² /м	35.2	38.4	8.3
10	Прогин, мм	10.3	14.2	27.5
11	Навантаження на пілон 1-го пов., кН	6560.0	6950.0	5.6
12	Згинальний момент в ростверку M _x , кН	2470.0	2630.0	6.1
13	Згинальний момент в ростверку M _y , кН	1970.0	2130.0	7.5

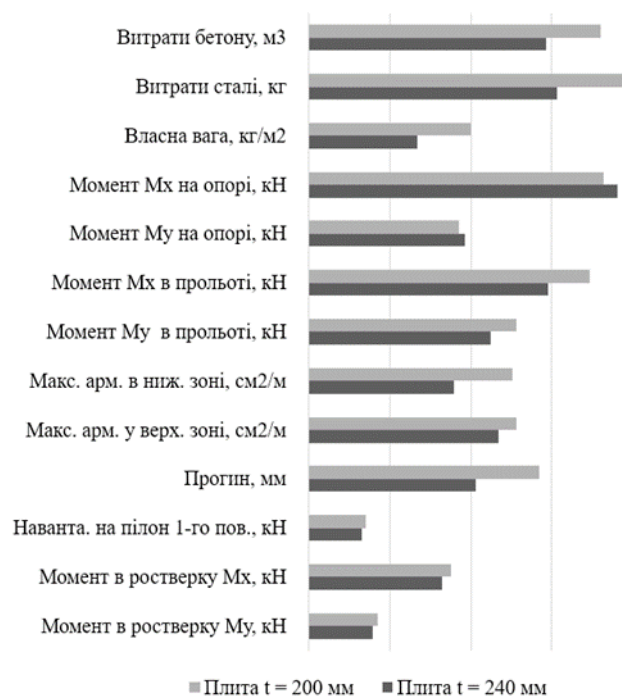


Рис. 25 Діаграма порівняння показників суцільного (t = 200 мм) та порожнистого (t = 240 мм) перерізів.

Fig. 25. Diagram comparing solid (t = 200 mm) and hollow (t = 240 mm) sections.

REFERENCES

- 1 «Технология BubbleDeck. Двухосное полое перекрытие» [Elektronnyi resurs]. – 2019. – Rezhym dostupu do resursu: <http://bubbledeck.ru/>.
2. «Systemy porozhnystykh perekryttiv Cobiax»
Veb-sait.URL:<https://www.cobiax.com/intlen/produkte/cobiax-cls/>.
3. **Kripak V. D.** Monolitni ploski perekryttia z porozhnystymy vkladyshamy / V. D. Kri-pak, R. Ye. Antonov // *Suchasni tekhnologii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. - 2017. - Vyp. 8. - S. 135-145. - Rezhym dostupu: http://nbuv.gov.ua/UJRN/stmrb_2017_8_20.*
4. **Opalubka dlia oblehchennykh konstruk-tsy yz monolytnoho zhelezobetonu»** [Elektronnyi resurs] – *Rezhym dostupu do resursu: <https://www.daliform.com/ru/disposable-formwork-for-two-way-lightened-voided-slabs-ru/>.*
5. **Melnyk, I. V.** Ploski zalizobetonni monolitni perekryttia z efektyvnymy vstav-kamy / I. V. Melnyk // *Visn. Nats. un-tu «Lvivska politekhnika». Teoriia i praktyka budivnytstva. – 2000. – № 409. – S. 141–145.*
- 6 **Bhagat, S.** Comparative study of voided flat plate slab and solid flat plate slab / Saifee Bhagat, Dr. K.B. Parikh // *International journal of innovative research & development – 2014. - No. 3(3). – c. 22-25*
7. **Calavera, J.** Manual for detailing reinforcement concrete structures to EC2/ *Jose Calavera. – New York: Spon Press, 2012 – 503 c.*
8. **Kripak V. D.** Metody rozrakhunku zalizo-betonnykh monolitnykh perekryt z porozhnystymy vkladyshamy / V. D. Kripak, V. M. Koliakova, V. Skopets. // *Zb. nauk. prats Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka. K.-KNUBA. – 2019. – S. 15–23.*
<http://doi.org : 10.32347/2522-4182.5.2019.15-23>.
9. **Horodetskyi A. S.** Kompiuternye modely konstruktsyi // Horodetskyi A. S., Evzerov Y. D.. *K.: yzd. Fakt, 2005-344 s.*
10. **Iuhov A. M.** Efektyvnist zastosuvannia polehshenykh monolitnykh plyt perekryttiv pry rekonstruktsii budivel. / A. M. Yuhov, V. V. Taran. // *Resursoekonomni materialy,*
konstruktsii, budivli ta sporudy. NUVHP. – 2009. – S. 540–548..

INVESTIGATION OF THE EFFECTIVENESS OF REINFORCED CONCRETE MONOLITHIC OVERLAP WITH HOLLOW LINERS

*Volodymyr KRIPAK, Vira KOLIAKOVA,
Maksim GAIDAI*

Summary. The use of floors with hollow liners is one of the possible ways to reduce the material consumption and weight of buildings made of monolithic concrete, almost without reducing their reliability. Reducing the weight of structures is an important advantage in the construction of facilities in seismically active regions.

However, the introduction of such plates in construction is constrained by the lack of theoretical research and the necessary regulatory framework and experience in designing these structures.

The article considers the problems of calculations and construction of a lightweight mono-summer floor on the example of a specific 18-storey residential building. The basic principles and methods of construction and calculation of hollow monolithic floors are given.

The method of modeling a slab of reduced stiffness is the most expedient for the construction of a spatial calculation model of a building with different floor slabs.

According to the results of the study, it was found that the hollow floor has advantages over the solid typical in many parameters. The key differences are in the consumption of concrete -18.6%, the consumption of steel - 24.2% and the own weight of the floor - 32.9%.

Lightweight slabs are best suited for buildings with large spans and low payloads, but their use will be effective for buildings with large spans and significant payloads.

Keywords. Monolithic slab; hollow liner; sags; modeling; house; Numerical Methods; plate reinforcement

Стаття надійшла до редакції 27.10..21

ІНФОРМАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СТАЛЕВОЇ БУДІВЛІ З ПІДВИЩЕНИМИ ВИМОГАМИ ЖОРСТКОСТІ

Олексій БЕНЗЕЛЬ¹, Людмила ЛАВРІНЕНКО²

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

¹ oleksiybenzel99@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-1240-0779>

² ludmila.lavrinenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5601-0943>

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.30-44

Анотація. У представленій роботі наведено аналіз та практична оцінка рівня інтеграції просторової моделі сталевих каркасів в BIM-середовище проектування, засобів і інструментів проектування просторової моделі будівлі із специфічними вимогами. Проведення таких досліджень зумовлене необхідністю підвищення інвестиційної привабливості сталевих будівництв, популяризації BIM-моделювання та переходу на одностадійне проектування металевих конструкцій.

В дослідженні розглянуто конструктивне рішення промислової будівлі з підвищеними вимогами жорсткості. Інструментом моделювання будівлі обрано Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021. Змодельовано стержневу схему каркасу з навантаженнями. Аналіз деформативності моделі дозволив встановити необхідність розміщення в'язей по фасадним граням та покриттю основного об'єму будівлі. Складені відомості про перерізи елементів та навантаження на фундаменти.

Для подальшого розрахунку і розробки креслень KM-3D і КМД-3D було використано 3D моделювання вузлів з передачею інформаційної моделі в ПК Tekla Structures. Концепція BIM реалізована шляхом інтеграції Tekla Structures з розрахунковим комплексом IdeaStatica.

Встановлено, що зв'язка ПК Tekla з розрахунковим комплексом IdeaStatica є раціональною для конструювання та розрахунків будівель і споруд в 3D просторі. Отримані результати можуть ефективно використовуватися для аналізу сталевих споруд та створення креслень KM-3D і КМД-3D, а також надають можливість розроблення креслень KM-КМД-3D.



Олексій БЕНЗЕЛЬ
магістр кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій



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

Ключові слова. BIM-технології; 3D-моделювання; металеві конструкції; промислова будівля.

ВСТУП

Однією з вимог для сучасного проектування є можливість швидко створювати та редагувати модель споруди. Використання інформаційних моделей дозволяє знизити витрати часу на проектування, оптимізувати робочі процеси, а також суттєво підвищити складність споруди як на рівні структурного аналізу, так і на рівні розрахункової моделі з урахуванням нелінійних ефектів будівельних конструкцій.

Принципово новим підходом до проектування об'єктів сталевих будівництва є технологія BIM-проектування. В сфері інноваційної діяльності будівельної сфери умови реалізації такої діяльності відрізня-

ються динамізмом. Для визначення здатності до потенційного розвитку галузі сталевих будівництва є важливим здійснення аналізу нових можливостей та прогнозів її розвитку, що і аргументує високу актуальність даної теми для дослідження.

Впровадження BIM-технологій у світі відбувається зростаючими темпами, причому переважно за державної підтримки. В Україні також спостерігається зростання інтересу до інформаційного моделювання будівельних систем, однак цей процес притаманний лише окремим інтегрованим підприємствам або компаніям з іноземними інвестиціями.

Як вважають провідні спеціалісти в галузі сталевих будівництва, перспективними кроками щодо розвитку BIM в Україні мають бути такі [1]:

- Сучасні стандарти повинні містити опис та закріпити статус інформаційної моделі.

- Реалізація впровадження BIM на державному рівні, спеціальні програми нормативної адаптації BIM-комплексів та розвитку власного спеціалізованого програмного забезпечення (наприклад [17]).

- Запуск пілотних проектів із розроблення інформаційних моделей типових об'єктів та оцифрування існуючих будівель та систем.

вель та систем.

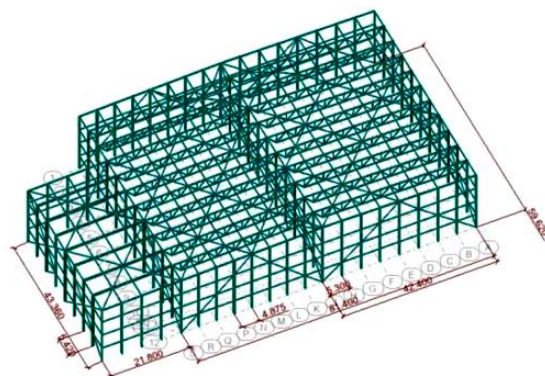
З метою популяризації BIM-технології в Україні на початку 2014 р. Український Центр Сталевого Будівництва уклав партнерську угоду із компанією Tekla, що спеціалізується на розробленні програмного забезпечення архітектурного, інженерного і будівельного призначення. В рамках укладеної угоди сторони домовилися спільно здійснювати просування одностадійного проектування та BIM-моделювання на ринку України з метою підвищення ефективності сталевих будівництва [1].

При проектуванні, розрахунку та видачі проектної документації за допомогою сучасних 3D BIM-інформаційних комплексів широко використовується інформація, утворена засобами інформаційного моделювання. Використання інформаційного моделювання змінює традиційний спосіб надання інформації на основі текстових документів і двовимірних креслень.

В даній роботі такі інструменти, як програми Robot Structure Analysis, Tekla, IdeaStatica, були використані при проектуванні (включно з варіантним проектуванням) будівлі енергетичного призначення, яка представляє собою мультиоб'ємну споруду із підвищеними вимогами щодо жорсткості каркасу (рис. 1).



a



b

Рис.1. Архітектурно-конструктивне рішення будівлі: *a* – візуалізація; *b* – 3D структурна модель в Robot Structure Analysis

Fig. 1. Architectural and constructive solution of the building: *a* – visualization; *b* – 3D structural model in Robot Structure Analysis

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В Україні спостерігається зростання інтересу до інформаційного моделювання будівельних систем, принципово новим

підходом до проектування об'єктів будівельної галузі є технологія ВІМ-проектування сталевих конструкцій, підходи до якої намічені в [1].

Врахування всіх етапів життєвого циклу будівель вимагає застосування нових технологій проектування [8]. При такому багаторівневому проектуванні велика увага приділяється вирішенню питань аналізу суміжних з конструюванням інженерних проблем та координації інформації. В дослідженні відмічається, що окремі інструменти ВІМ, які найбільш повно розроблені для сталевих та бетонних конструкцій, все ще не повною мірою відображають проблеми комплексного моделювання сталевих конструкцій. В [9] розглядається стан інструментів ВІМ при моделюванні будівельних конструкцій. Також формулюються функціональні вимоги до національних норм стосовно моделей ВІМ для узгодження інформації від всіх учасників процесу розробки сталевих конструкцій. Окремі процедури та взаємозв'язки у ВІМ технологіях на державному рівні в країнах Європи набувають нормативного вирішення [10]. Роботи і дослідження у напрямку розробки ВІМ-технологій переважно мають міждисциплінарний характер [11].

Історично склалося так, що проектування сталевих конструкцій в Україні складається з двох розділів: КМ (конструкції металеві) і КМД (конструкції металеві деталювальні). ВІМ-технологія дозволяє моделювати об'єкти будь-якої складності без поділу процесу на КМ і КМД. Повні інформаційні моделі будівель, на відміну від звичайних креслень КМ і КМД, дозволяють отримати всю проектну документацію на об'єкт. Висока геометрична точність конструкцій, що отримується за допомогою ВІМ, і можливість передачі даних у САМ-системи (у виробниче устаткування) значно підвищують технологічність виробництва та скорочують час монтажу, а також дають можливість реалізувати складні архітектурні форми, мінімізують терміни на розроблення проекту, а також спрощують внесення до нього змін.

Нові технології ВІМ-проектування, які запроваджуються в Україні, вимагають нових підходів до складу і правил виконання проектної і робочої документації металевих конструкцій (ДСТУ та ДБН) з урахуванням застосування автоматизованих систем проектування, просторового моделювання для розробки проектної і робочої документації «Конструкції металеві (КМ)», комплекту робочих креслень «Конструкції металеві деталювальні (КМД)». Пошуки вирішення цих питань не відокремлюються від попередніх надбань української школи проектування сталевих конструкцій. Більш того, ряд основних положень попередніх стандартів з оформлення креслень будівельних металевих конструкцій включаються до складу розробок нового стандарту та уточнюються у відповідності до діючих нормативних документів [2-7].

Нові стандарти мають на меті встановлювати правила виконання проектної робочої документації металевих будівельних конструкцій на різних етапах проектування і представлення стадій проектування «Проекту» (П), «Робочого проекту» (РП), «Робочої документації» (Р). Нові стандарти розглянуть процес розробки комплекту робочих креслень «Конструкції металеві деталювальні» (КМД) з урахуванням застосування автоматизованих систем проектування для створення просторової інформаційної моделі (ПІМ) металевих конструкцій в тривимірній системі координат. При проектуванні із застосуванням автоматизованих систем проектування та створення просторових інформаційних моделей змінюються термінологічні маркери: до маркування стадій проекту додається позначка «3D» або позначка «ПІМ» – просторова інформаційна модель (КМ-3D, КМД-3D, КМ-КМД-ПІМ). Креслення КМ-3D будуть основною базою для розроблення робочих деталювальних креслень марки КМД-3D, розроблення робочих креслень спеціальних конструкцій проекту виконання робіт (ПВР), у тому числі і для замовлення металу.

Порівняно з існуючими стандартами, розробниками нових стандартів пропонується

проектування металевих конструкцій в один етап, що об'єднує етапи проектування виготовлення комплексу робочих креслень робочого проекту «Конструкції металеві» і етапу «Конструкції металеві деталювальні» з використанням BIM-технологій із створенням просторових інформаційних моделей металевих конструкцій: «Конструкції металеві – конструкції металеві деталювальні КМ-КМД-ПМ». Розробка нормативних документів щодо оформлення креслень марки КМ-КМД-ПМ обумовлена технологічним наскрізним процесом проектування і виготовлення металевих конструкцій із створенням просторових інформаційних моделей металевих конструкцій.

Нові стандарти, що розроблюються, відповідають чинному законодавству України та розглядають можливість застосування норм проектування сталевих конструкцій за Єврокодом. Відповідно до цього, результати проектування повинні відповідати певним вимогам, які також формалізовані у вигляді повноти і рівня опрацювання LOD (англ. *Levels Of Detail*).

Для кожного етапу проектування встановлюється свої рівні LOD. Для металевих конструкцій найчастіше застосовується LOD 300 - 400. Конструкції, що відносяться до класу відповідальності СС-3, а також всі унікальні конструкції, конструкції з попереднім напруженням, фізико-механічні параметри яких необхідно контролювати і регулювати при експлуатації, конструкції що мають рухомі частини, або ж мають підвищені вимоги до точності виготовлення і монтажу мають проектуватися з рівнем опрацювання LOD 450. Для таких конструкцій встановлюються додаткові вимоги конструктивної і пожежної безпеки, антикорозійного захисту, охорони навколишнього середовища, захисту людей. Конструкції металеві опрацьовуються з основним рівнем LOD 400 та мають додаткові рівні опрацювань щодо інформаційної моделі LOD 450 для цифрових інформаційних моделей КМ, КМ-3D, КМД, КМД-3D, КМ-КМД-3D.

Таке використання інформаційного моделювання змінює традиційний спосіб надання інформації на основі текстових документів і двовимірних креслень.

Об'єкт дослідження – методи і інструменти інтегрування просторової схеми будівлі з додатковими технологічними вимогами в BIM-середовище проектування.

Метою роботи є аналіз та практична оцінка рівня інтеграції просторової моделі сталевих каркасу будівлі в BIM-середовище проектування, пошук ефективних засобів і інструментів проектування та розрахунку просторової моделі будівлі із підвищеними вимогами жорсткості до конструкції.

Задачі дослідження:

- розроблення просторової 3D інформаційної моделі в розрахунковому комплексі Robot Structure Analysis з включенням в роботу фасадної в'язевої решітки для забезпечення вимог жорсткості;

- проектування несучих конструкцій, основних вузлів каркасу, вузлів стикування фасадних елементів шляхом створення 3D-моделей вузлів в ПК Tekla та їх розрахунку в ПК IdeaStatica;

- формування вибірки засобів для проектування і проведення аналізу та оцінки глибини інтеграції рішень в BIM-технології.

Предмет дослідження. Споруда каркасна з металевих конструкцій. Просторову жорсткість та стійкість забезпечують металеві колони, металеві ферми, фасадні ригелі та стояки.. Конструктивна схема будівлі – рамно-в'язевий каркас з діагональними фасадними балками. З'єднання балки з колоною виконуються на шарнірному вузлі, з подальшим замкненням шарніру і перетворенням його у жорсткий вузол. Просторова жорсткість і стійкість каркасу забезпечується роботою вертикальних в'язей в обох напрямках, утворенням жорсткого диску міжповерхових перекриттів та влаштуванням горизонтальних в'язей покрівлі.

Колони проектуються із двотаврів європейського сортаменту – профіль НЕВ 500. В якості вхідної інформації для кінцево-елементної моделі та подальшого аналізу

використовується аналітична 3D модель, показана на рис. 1, б.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Розроблення 3D інформаційної моделі.

Засоби BIM-проекування були використані при проектуванні (включно з варіантним проектуванням) просторової будівлі, яка представляє собою мультиоб'ємну споруду з ортогональним спряженням об'ємів. Основним інструментом моделювання будівлі обрано Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021.

Розрахунковий модуль Autodesk Robot Structural Analysis розроблений для створення 3D- інформаційної моделі, може бути проконтрольована у просторі, а скінченно-елементна модель створюється автоматично на кінцевому етапі.

Розроблення аналітичної моделі, що в даній роботі представляє собою конструктивну схему, в якій елементи несучих конструкцій представлені у вигляді ліній та поверхонь, доповнене в'язями та навантаженнями. Розрахункова схема виконана із застосуванням скінченних елементів. Для побудови інформаційної моделі був прийнятий матеріал несучої конструкції – сталь S355 Створена розрахункова модель показана на рис. 2.

В якості несучих конструкцій застосовані сталеві колони та ферми з обпиранням у вузлах верхнього поясу. Аналіз напружено-деформованого стану елементів було виконано із застосуванням лінійного розрахунку. Діючі навантаження відповідають реальним умовам проектування. З метою отримання відомостей про напружено-деформований стан основних несучих конструкцій споруди було проведено чисельне моделювання просторової споруди.

Проектування в Robot Structure Analysis передбачає імпорту інформаційної моделі для подальшого розрахунку, який виконується засобами ПК Robot. Такий інструмент

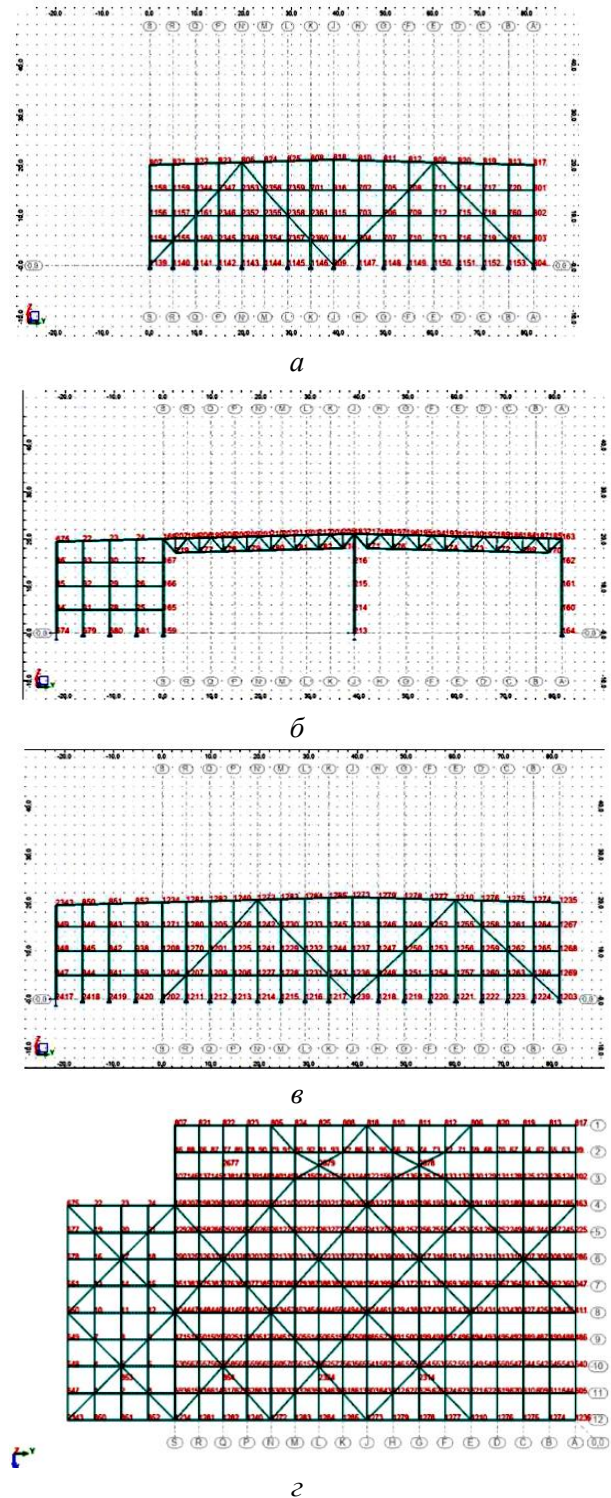


Рис. 2. Розрахункова модель в Robot Structure Analysis: *a* - конструктивний вид по осі 1; *b* - по осі 4; *c* - по осі 12; *d* - розміщення елементів в рівні верхніх поясів ферм

Fig. 2. Calculation model in Robot Structure Analysis: *a* - constructive view on axis 1; *b* - on axis 4; *c* - on the axis 12; *d* - placement of elements in the plane of the roof

дозволяє моделювати елементи їх осями, є зручним для стержньових систем. Проектування за допомогою ПК Robot дозволило враховувати вимоги ДБН та інших нормативних документів, включно з Єврокод 3.

Розрахунок каркасу виконано за допомогою програми Autodesk Robot Structural Analysis, розрахункову схему каркаса компонують з оптимізацією щодо нюансів відмінності комп'ютерного розрахунку від ручного. При компонуванні каркаса розроблено конструктивну схему рами, тобто визначено габаритні розміри елементів рами, типи окремих стрижнів каркасу (суцільні або ґратчасті) та обраний спосіб вузлових сполучень.

В складі розрахункової моделі складено схеми прикладання навантажень, приклади яких наведені на рис. 3. Для більш детального аналізу та виявлення розрахункових значень, для кожного елемента були сформовані таблиці РСН (розрахункові сполучення навантажень) відповідно до норм Єврокоду.

Розрахункова схема каркасу встановлена за конструктивною схемою. У розрахунковій схемі викреслюють схематичне креслення за геометричними осями стрижнів. За геометричну вісь елемента зазвичай приймають лінію, що проходить через центри його перерізів. Затискання колон у фундаменті вважають жорстким. Вертикальні навантаження прикладені з ексцентриситетами по відношенню до геометричних осей колон, тому ці навантаження задається в програмному пакеті за допомогою жорстких вставок.

Перерізи елементів конструктивної схеми запроєктовані на базі європейського сортаменту.

Розглянуті варіанти розміщення в'язей для забезпечення жорсткості каркасу, серед яких розраховано схему з фасадною решіткою з передачею зусиль на діагональні балки, стояки та ригелі фахверку. Визначені вертикальні деформації для комбінацій навантажень зі снігом і крановим навантаженням. Визначення максимальні горизонтальні деформації для вітрових та кранових навантажень (рис. 5), за значеннями яких можуть бути відкориговані жорсткості в'язевих елементів.

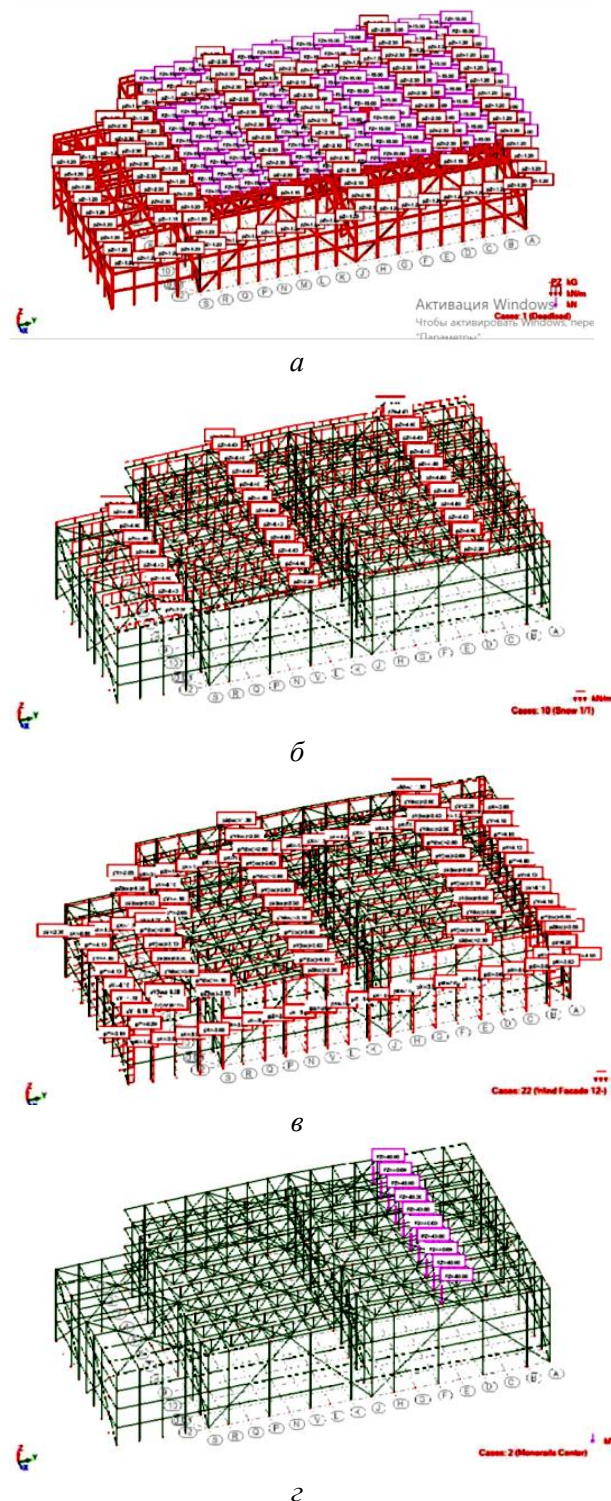


Рис. 3. Розрахункова схема в Robot Structure Analysis, завантажена навантаженнями: *a* – постійне; *б* – снігове; *в* – варіант вітрового навантаження; *г* – варіант кранового навантаження

Fig. 3. Calculation scheme in Robot Structure Analysis with loads: *a* - constant; *b* - snow; *c* - wind load optio; *d* - crane load optio

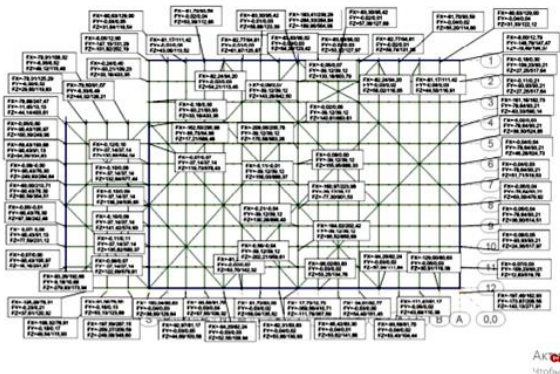


Рис.4. Навантаження на фундаменти в Robot Structure Analysis
Fig. 4. Load on foundations in Robot Structure Analysis

Аналіз розрахованої моделі виконано з допомогою графічних способів представлення результатів, таких як епюри зусиль стержневих елементів, ізополя напружень пластинчастих елементів та деформовані схеми.

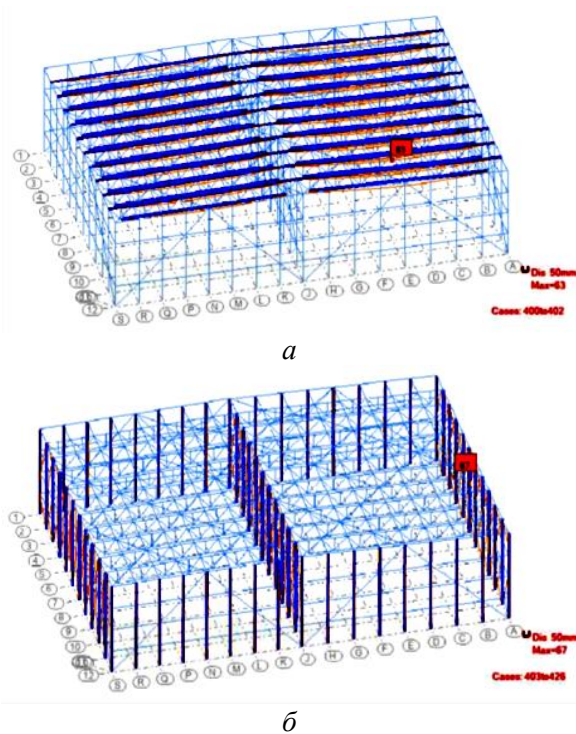


Рис. 5. Переміщення системи в Robot Structure Analysis: *a* – вертикальні; *б* – горизонтальні
Fig. 5. Moving the system in Robot Structure Analysis: *a* – vertical; *b* – horizontal

Програмно визначені навантаження на фундаменти як опорні реакції колон в ортогональних площинах (рис. 4). різницю моделей та зазори, які можуть супроводжувати переходи між розрахунко-

Як остаточний варіант розміщення в'язей було прийнято схему з фасадною решіткою, яка забезпечує потрібну за технологічними вимогами жорсткість будівлі.

Інструменти 3D-моделювання вузлів та складання креслень КМ-3D і КМД-3D. Для подальшої розробки ефективних вузлових спряжень було використано 3D моделювання з передачею інформаційної моделі в ПК Tekla Structures, який є спеціалізованим середовищем конструктивного розділу проекту.

Концепції BIM реалізується шляхом інтеграції Tekla з розрахунковим комплексом IdeaStatica. Така зв'язка програмного та розрахункового комплексів розроблена для конструювання та розрахунків будівель і споруд в 3D просторі.

Tekla Structures є програмним забезпеченням інформаційного моделювання будівель, яке дозволяє створювати і управляти точними 3D-моделями конструкцій будівель і споруд будь-якої складності з будь-якого матеріалу. Моделі Tekla Structures можна використовувати на всіх етапах будівництва від ескізів до виробництва, монтажу та управління будівельними роботами. Як і інші BIM програмні комплекси, Tekla Structures дозволяє провести розрахунок і аналіз структурної моделі. Розрахункова схема генерується, як тільки починається процес аналізу, після створення фізичної моделі і прикладання навантажень. Це дозволяє створювати кілька розрахункових схем з однієї і тієї ж фізичної моделі для запуску різних видів аналізу. Також є можливість визначити, які об'єкти повинні бути включені в модель аналізу. Наприклад, можна розрахувати просту раму, без урахування типу з'єднання, або ж враховувати тип вузла і деталей в ньому (розрахувати пластини, болти і т.д.). В цьому проекті імпорт інформації про зусилля та підібрані перерізи елементів з Autodesk Robot Structural Analysis у ПК Tekla реалізовано за допомогою IFC файлу, проте через певну

вою до конструктивною схемами, після імпорту файлу виникає необхідність розпі-

знавання елементів та за потреби розцентрування вузлів.

Рівень деталізації елементів інформаційної моделі відповідає рівню LOD 400, що в подальшому суттєво покращує процес випуску технічної документації. Після створення і узгодження моделі була створена технічна документація марки КМ з можливістю отримання марки КМД.

Моделювання вузлів фасадної решітки (рис. 6 - 8). Нижче наведені результати моделювання та розрахунку деяких вузлів. Розрахункові зусилля в елементах отримані за результатами аналізу каркасу в ПК Robot Structural Analysis. На схемах вказані зусилля відносно головних (локальних) осей. Зусилля враховуються в розрахункових

сполученнях. Для розрахунку вузлів фасадної решітки розрахункові зусилля наведені на рис. 6, а – в..

Даний вузол з'єднується з трьома поперечними перерізами колон НЕВ 600, I400x15; -350x30 і I440x15; -350x30. Таким чином, у цьому документі містяться три розрахунки. Всі стики розраховані з максимальними зусиллями, які виникають у фасадній решітці, а також стрижнях НЕВ180. Для колон максимальні зусилля зсуву наведені в кожній секції.

На рівні моделей в IdeaStatica розраховуються та перевіряються деталі вузла (переважно пластини – ребра, фасонки тощо), з'єднувальні болти і зварні шви (рис. 7).

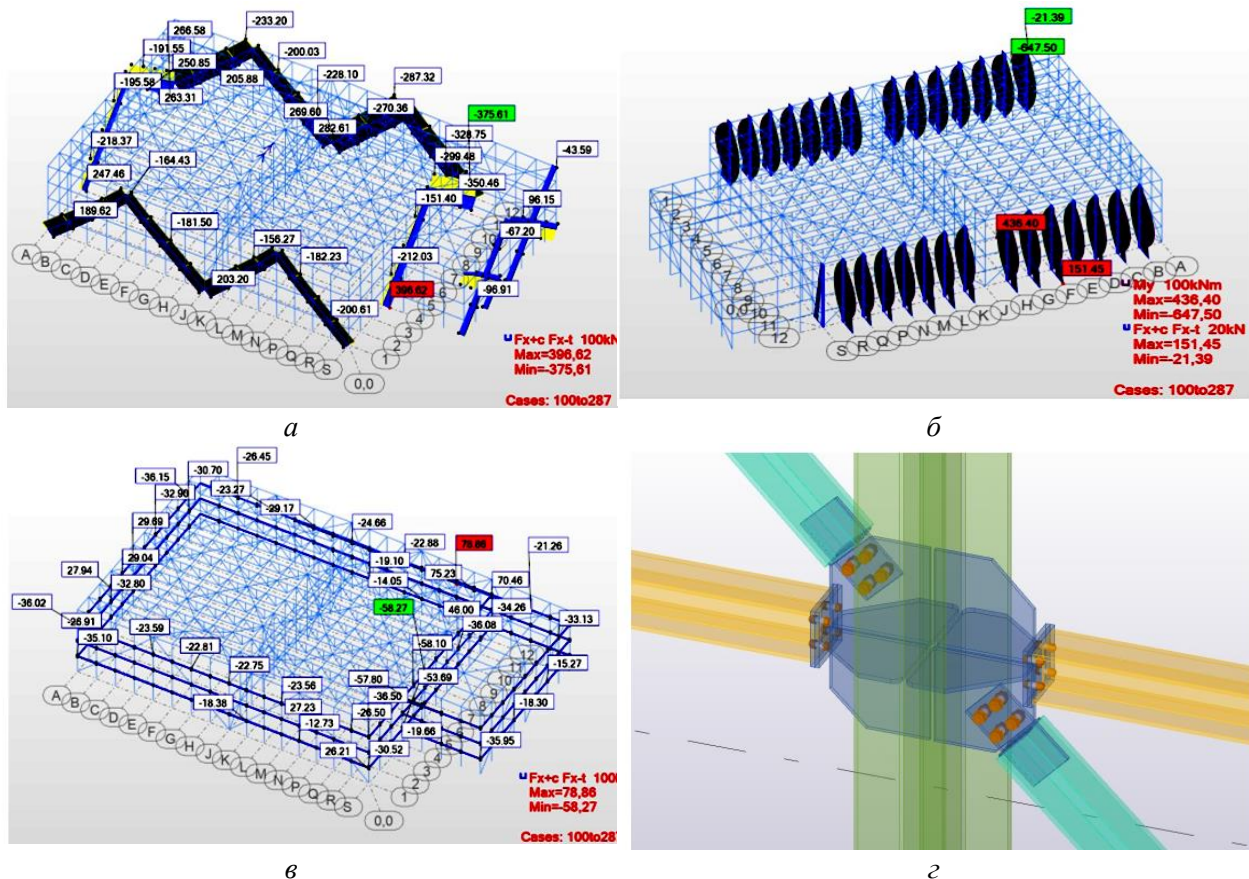


Рис. 6. Розрахунок вузла фасадної решітки. Зусилля в елементах в Robot Structural Analysis: а – зусилля у фасадній в'язевій балці; б – зусилля в стійках стінового фахверка; в – зусилля в ригелях стінового фахверка; г – модель вузла фасадної решітки в ПК Tekla

Fig. 6. Calculation of the facade lattice node. Efforts in elements in Robot Structural Analysis: а – forces in the facade beam; б – efforts in wall racks; в – efforts in the crossbars of the wall; г – model of the facade lattice node in the PK Tekla

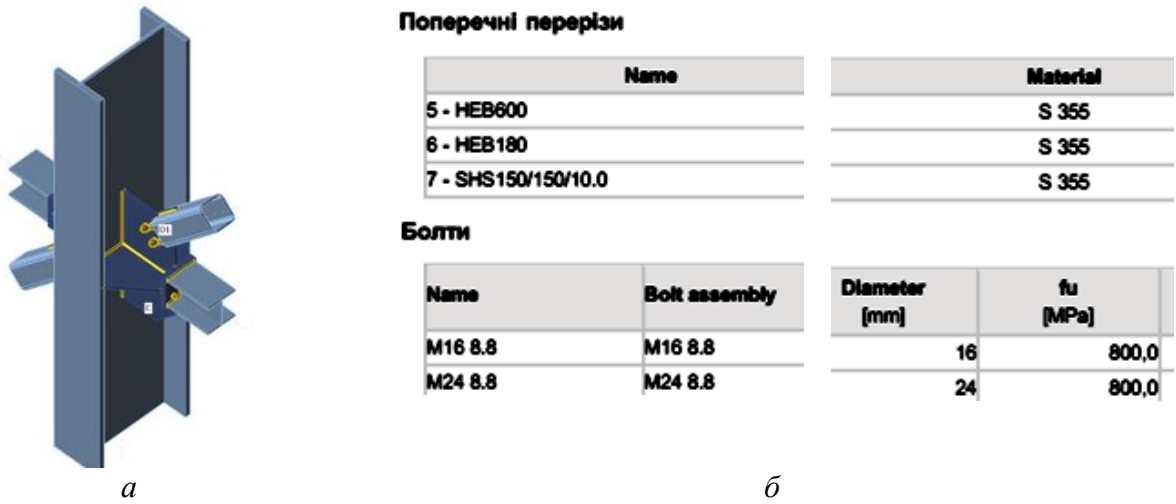


Рис. 7. Розрахункова модель вузла фасадної решітки в IdeaStatica (а), результати розрахунку (б)
 Fig. 7. Model of the facade lattice node in IdeaStatica (a), calculation results (b)

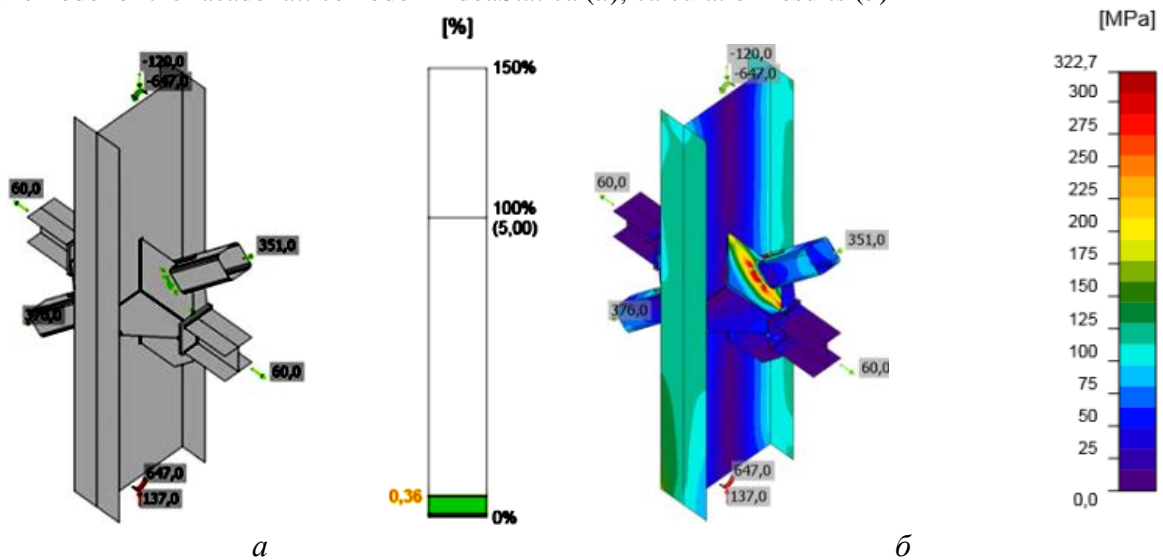


Рис. 8. Перевірка деталей вузла в IdeaStatica: а – деформації; б – напруження
 Fig. 8. Check of node details in IdeaStatica: a – deformations; b – stress

Моделювання опорних вузлів ферм та оголовків колон. Кроквяна ферма запроєктована з двотаврів на безфасонкових вузлах. Кріплення до колони шарнірне, на фланцях. Монтажні елементи – болти класу міцності 8.8. Модель оголовку колони з ребрами наведено на рис. 9. Розрахунок виконано на рівні пластин (рис. 10),

Спеціальним розрахунком перевірені деформації кузла на напруження в елементах (рис. 11). Розміщення болтів та їх перевірка виконані у відповідності до норм проектування (рис. 12).

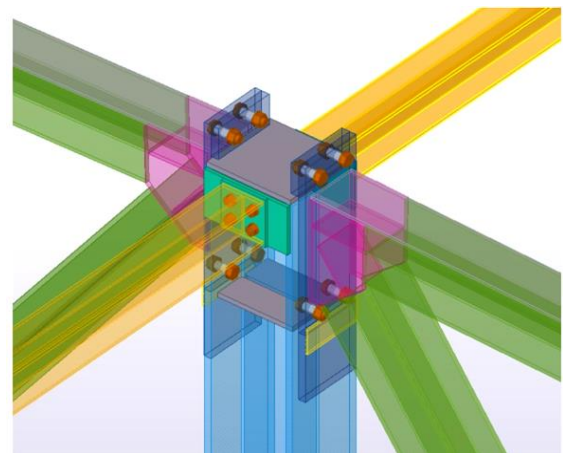


Рис. 9. Модель опорного вузла в ПК Tekla
 Fig. 9. Truss support node model in Tekla PC

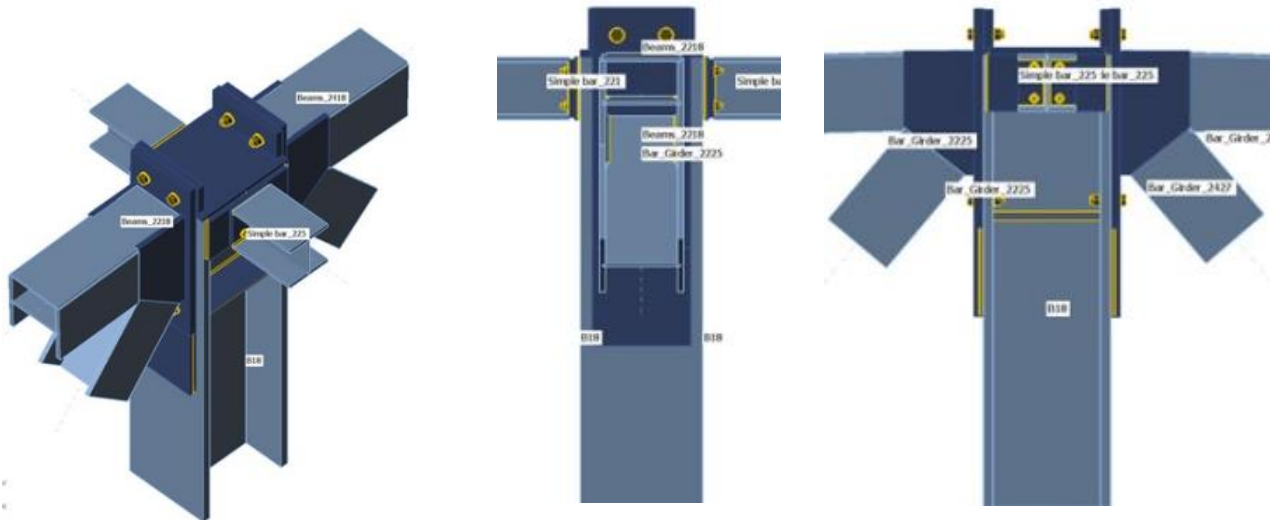


Рис.10. Розрахункова модель опорного вузла ферми в IdeaStatica
 Fig. 10. Model of the truss support node in IdeaStatica

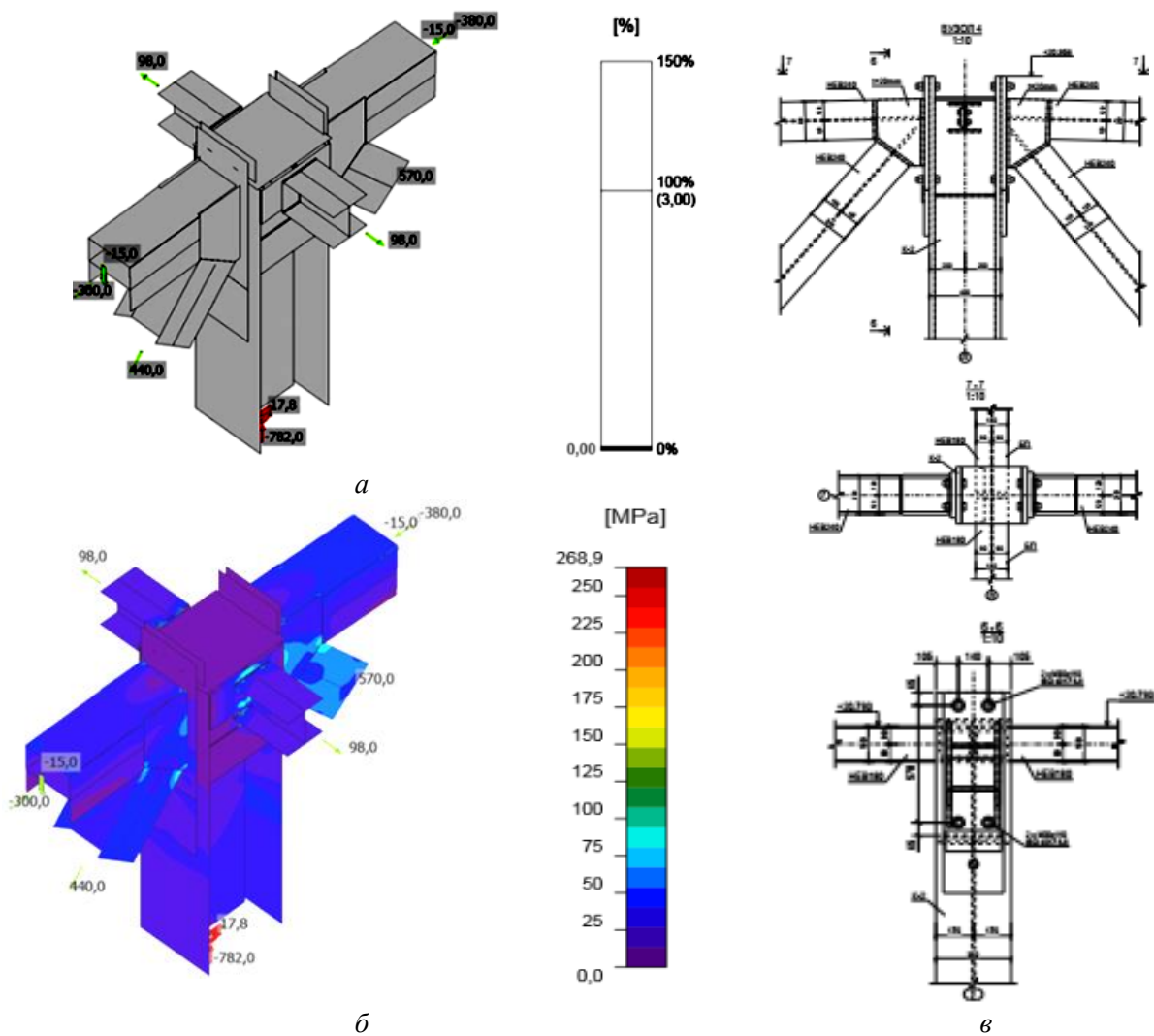


Рис.11. Перевірка деталей вузла ферми в IdeaStatica: *a* – деформації; *б* – напруження; *в* – креслення
 Fig. 11. Check of node details in IdeaStatica: *a* – deformations; *b* – stress; *c* – drawing of the node

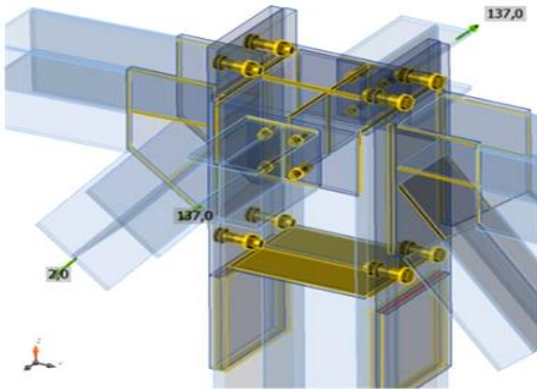
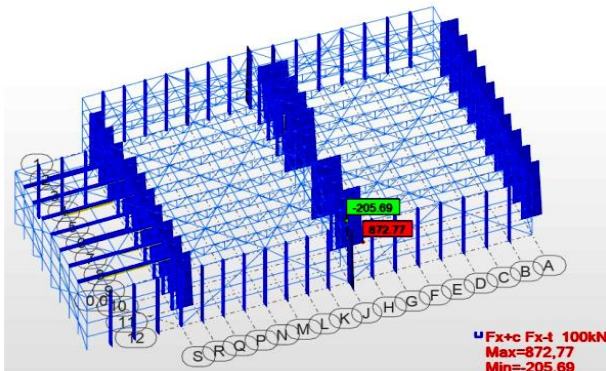


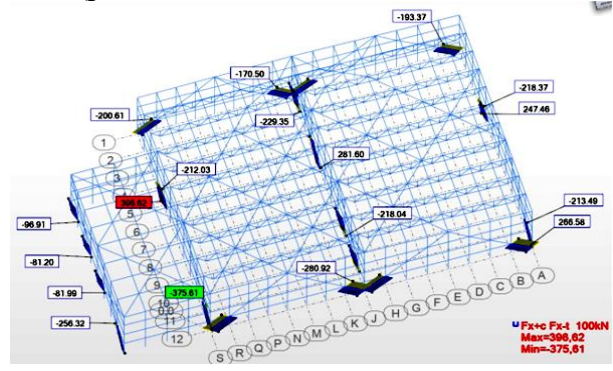
Рис.12. Розрахунок болтів опорного вузла ферми в IdeaStatica

Fig.12. Calculation of truss support bolts in IdeaStatica

Моделювання опорних вузлів колон.
 Опорний вузол колони проектується за результатами розрахунку в Robot Structural Analysis (рис. 13). Приєднання до фундаменту жорстке, через фундаментні болти. Анкери М30 класу міцності 8.8, фундаментні болти – різбові стрижні з болтовими пластинами внизу. У верхній частині різбові стрижні пропускаються через великі отвори (діаметром 50 мм), далі в скобу PL40, щоб уникнути розтягу впоперек прокату сталі. Це означає, що болти не сприймають зусилля зсуву. Стискувальне зусилля передається безпосередньо на опорну пластину, а розтяг сприймається різбовими стрижнями (рис. 14 – 16).



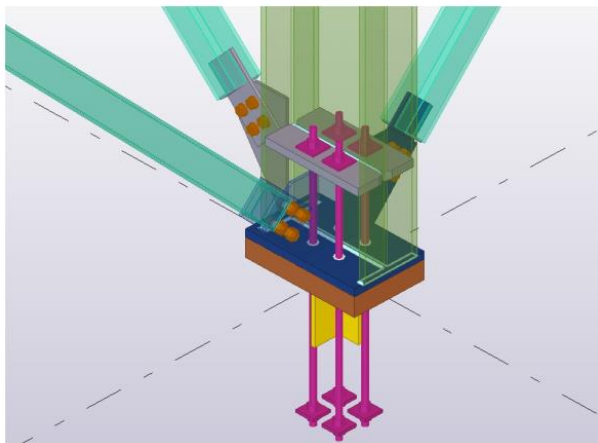
a



б

Рис.13. Опорні зусилля в Robot Structural Analysis в основних колонах (а) та у в'язевих колонах (б)

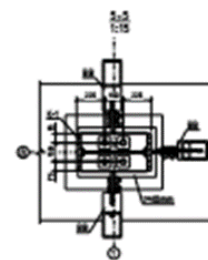
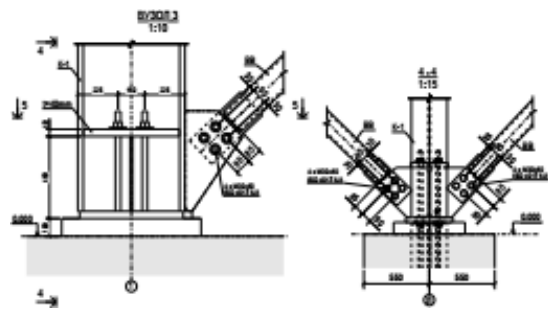
Fig. 13. Support forces in Robot Structural Analysis in main columns (a) and facade columns (b)



a

Рис.14. Модель бази колони в ПК Tekla (а); креслення (б)

Fig.14. The column base model in the Tekla PC (a); drawing (b)



б

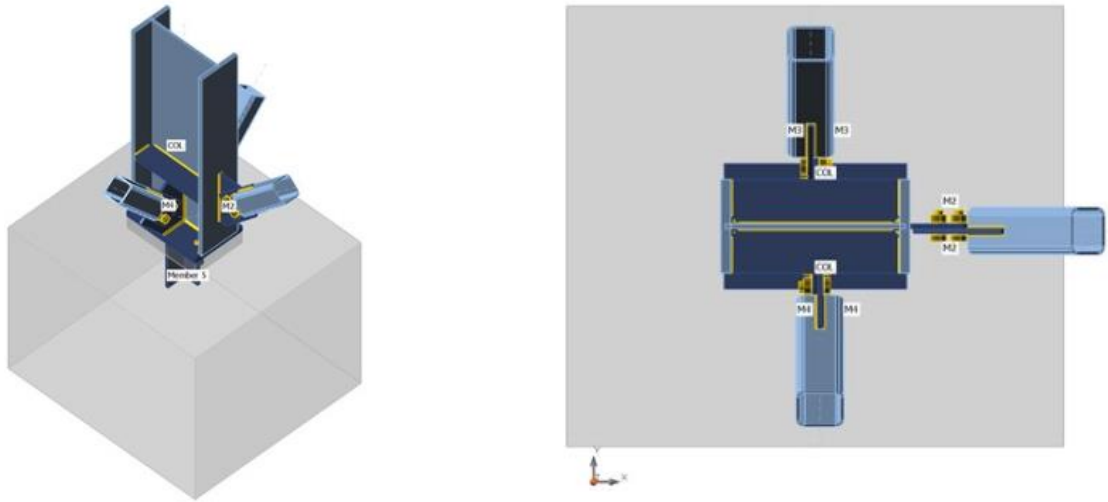


Рис.15. Розрахункова модель опорного вузла колони в IdeaStatica
Fig. 15. The column support node model in IdeaStatica

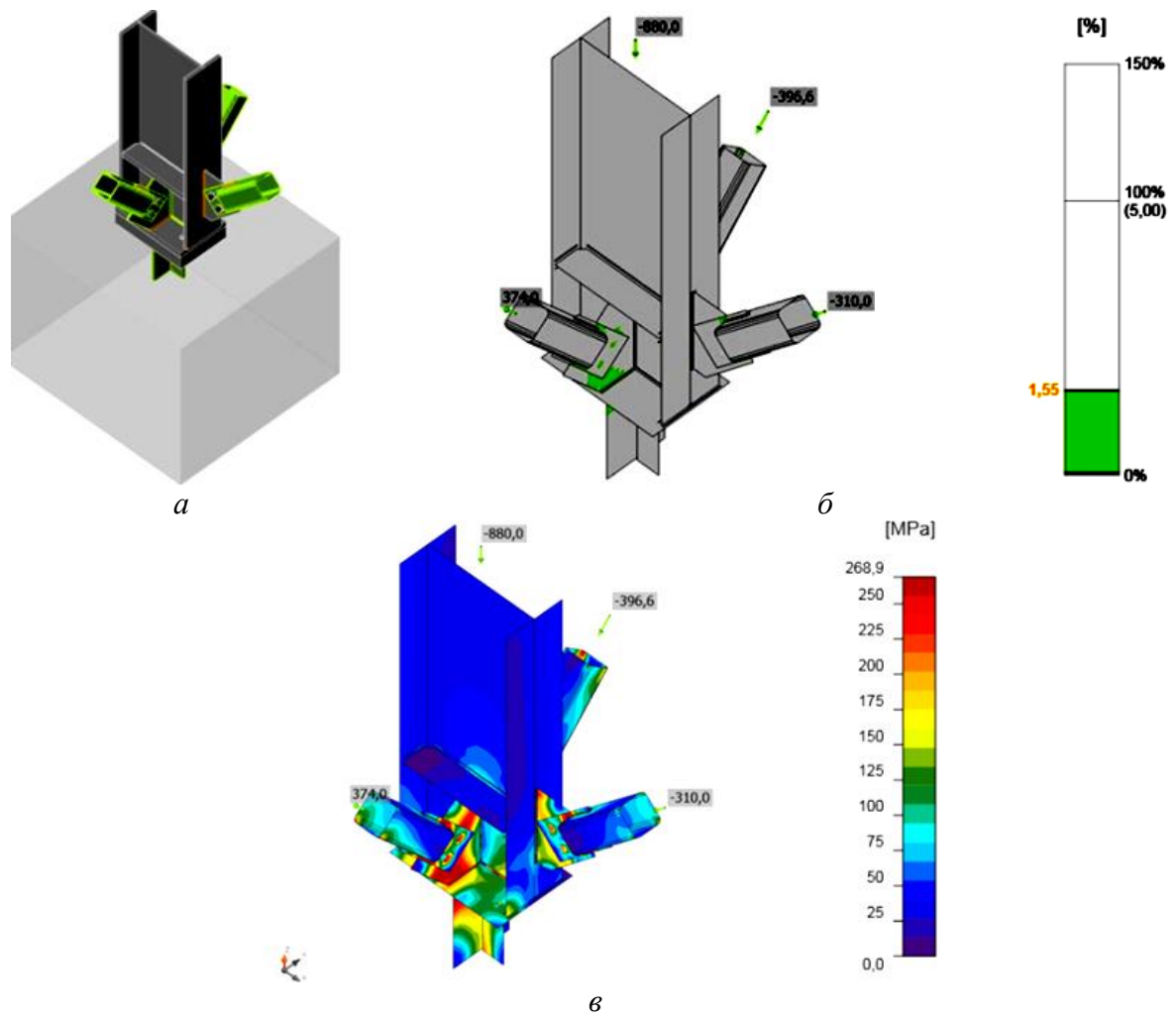


Рис. 16. Перевірка деталей опорного вузла колони в IdeaStatica: *a* – розрахункові елементи;
б – перевірка деформацій; *в* – перевірка напружень в елементах
Fig. 16. Check of column basic node details in IdeaStatica Check: *a* – settlement elements;
b – check of deformations; *c* – check of stresses

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проведений аналіз конструктивного рішення та експериментальне проектування із застосуванням методів і інструментів інформаційних технологій надав можливість кваліфіковано обрати необхідні конструктивні рішення сталевих каркасів споруди з підвищеними вимогами жорсткості. Використання програмних інтелектуальних 3D моделей з використанням програм Autodesk Revit, Tekla, IdeaStatica дозволило вирішити актуальну задачу: швидко створювати та редагувати модель споруди та вузлів і аналізувати результати.

Використання інформаційних моделей дозволило суттєво підвищити складність споруди на рівні розрахункової моделі [19].

Встановлено, що застосування Tekla з розрахунковим комплексом IdeaStatica – зв'язка програмного та розрахункового комплексів, є раціональною для конструювання та розрахунків будівель і споруд в 3D просторі. Отримані результати можуть ефективно використовуватися для аналізу сталевих споруд та створення креслень КМ-3D і КМД-3D, а також надають можливість розроблення креслень КМ-КМД-3D.

Використання BIM-технологій практично є єдиним можливим шляхом проектування нетипових сталевих конструкцій на етапах конструювання, виготовлення та зведення споруди для вирішення питання ефективності конструкції, точності розрахунку, зведення й правильності експлуатації будівель з урахуванням можливості ре-новації [20].

Актуальною постала задача не тільки забезпечення жорсткості споруди та достатніх і оптимальних розмірів поперечних перерізів елементів, а й ряд суміжних питань: обмеження конструктивної висоти умовами експлуатації та монтажу з урахуванням розміщення технологічного обладнання у просторі перекриттів [14], організації вогнезахисту [21, 22].

ЛІТЕРАТУРА

1. Білик А.С., Беляєв М.А. BIM-модельовання: огляд можливостей та перспективи в Україні. *Промислове будівництво та інженерні споруди*, 2015. №2. С. 93–15
2. ДСТУ-Н Б А.2.4-44 Настанова з розроблення проектної та робочої документації металевих конструкцій. Креслення конструкцій металевих деталювальні (КМД). К., *Мінрегіон України*, 2013. 22с.
3. ДСТУ Б А.2.4-43 Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій. К., *Мінрегіон України*, 2009. 37 с.
4. ДСТУ ISO 29481-1:20 (ISO 29481-1:2016, IDT) Інформаційні моделі будівель. Наста-нова з доставляння інформації (Проект. Пе-рша редакція). ДП УкрНДНЦ. 54 с.
5. ДСТУ ISO/TS 12911:20 (ISO/TS 12911:2012, IDT) Загальні принципи розроблення стан-дартів будівельного інформаційного моде-лювання (BIM) (Проект. Перша редакція) ДП УкрНДНЦ. 57 с.
6. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. К., *Мінрегіонбуд України*, 2009. 71 с.
7. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації. К., *Мін-регіонбуд України*, 2009. 68 с.
8. Барабаш М. С. Компьютерное моделирова-ние процессов жизненного цикла объектов строительства. *Монография*. К., *Сталь*, 2014. 301 с.
9. F. Hossain. Advanced Building De- sign. *Sustainable Design and Build*, 2019.592 p.
10. S. Kubba. Building Information Modeling (BIM). *Handbook of Green Building Design and Construction (Second Edition)*, 2017. Pp. 227– 256.
11. A. Koutamanis. Building information model- ing for construction and demolition waste min- imization. *Advances in Construction and Demolition Waste Recycling*, 2020. 592 p.
12. T. Budko, L. Lavrinenko. Structural Analysis and 3D Timber Spatial Structure Modeling. *Building Constructions. Theory and Practice*. V.8 (2021). Pp.4-16.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.4-16>
13. S. Azhar, J. Brown, R. Farooqui. BIM-based Sustainability Analysis: An Evaluation of Building Performance Analysis Software // [http://ascpro.ascweb.org/ chair /paper /CPRT125002009.pdf](http://ascpro.ascweb.org/chair/paper/CPRT125002009.pdf)

14. **Лаврінченко Л.І., Уманець Д.В.** Особливості проектування та аналіз конструктивного рішення металевого купольного покриття аквапарку. *Містобудування та територіальне планування*. КНУБА, 2013. Вип. 50. С. 328 – 336
15. **Лаврінченко Л., Некора В.** Дослідження нагрівання сталеві балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі. //36. наук. праць Будівельні конструкції. Теорія і практика. Вип.6 (2020) С.12 – 21.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12-21>
16. **H. Ashcraft, D. R.Shelden.** BIM implementation strategies. *Gehry technologies* 2007
17. **Барабаш М.С., Бойченко В.В., Паличенко О.И.** Информационные технологии интеграции на основе программного комплекса САПФИР. К., *Сталь*. 2012. – 485 с.
18. **Козлов И.М.** Оценка экономической эффективности внедрения информационного моделирования зданий. *Архитектура и современные информационные технологии*. АМІТ: електрон. журн. 2010. 1(10).
19. **Адаменко В. М.** Досвід застосування BIM-технологій при проектуванні і розрахунках сталевих та залізобетонних конструкцій. *Матеріали доповідей Першої всеукраїнської науково-практичної конференції «BIM-технології в будівництві: досвід та інновації»*. 2021. С.13–16.
20. **J. Sinopoli.** Design, Construction, and Renovations. *Smart Building Systems for Architects, Owners and Builders*. 2010. Pp. 139 – 158.
21. Thermal effect of a fire on a steel beam with corrugated wall with fireproof mineral-wool cladding /V. Nekora, S. Sidnei, T. Shnal, O. Nekora, L. Lavrinenko, S. Pozdieiev// *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. №5/1 (113). 2021, p.24-32
<https://doi.org/10.15587/1729-061.2021.241268>
22. **Лаврінченко Л.І., Будко Т.Г.** Застосування методів і моделей BIM-технологій при проектуванні купольного покриття аквапарку з дерев'яними арками. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: Збірник наукових праць*, ОДАБА, 2021, вип.25, с. 72-84
<https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84>
2. **DSTU-N В А.2.4-44** Nastanova z rozroblennia proektnoi ta robochoi dokumentatsii metalevykh konstruksii. Kreslennia konstruksii metalevykh detaliiuvalni Rty . K., *Minrehion Ukrainy*, 2013. 22 s.
3. **DSTU В А.2.4-43** Pravyla vykonannia proektnoi ta robochoi dokumentatsii metalevykh konstruksii. K., *Minrehion Ukrainy*, 2009. 37 s.
4. **DSTU ISO 29481-1:20** (ISO 29481-1:2016, IDT) Informatsiini modeli budivel. Nastanova z dostavliannia informatsii (Proekt. Persha redaktsiia) . *DP UkrNDNTs*. 54 s.
5. **DSTU ISO/TS 12911:20** (ISO/TS 12911:2012, IDT) Zahalni pryntsyipy rozroblennia standartiv budivelnoho informatsii-noho modeliuvannia (VIM) (*Proekt. Persha redaktsiia*) *DP UkrNDNTs*. 57 s.
6. **DSTU В А.2.4-7:2009.** Pravyla vykonannia arkhitekturno-budivelnykh robochykh kreslen. K., *Minrehionbud Ukrainy*, 2009. 71 s.
7. **DSTU В А.2.4-4:2009.** Osnovni vymohy do proektnoi ta robochoi dokumentatsii. K., *Minrehionbud Ukrainy*, 2009. 68 s.
8. **M. S. Barabash,** Kompiuternoe modelirovanye protsessov zhyznennoho tsykla ob'ektov stroytelstva: *Monohrafiya*, K., *Stal*, 2014.
9. **F. Hossain.** Advanced Building Design. *Sustainable Design and Build*, 2019.592 p.
10. **S. Kubba.** Building Information Modeling (BIM). *Handbook of Green Building Design and Construction* (Second Edition), 2017. Pp. 227– 256.
11. **A. Koutamanis.** Building information modeling for construction and demolition waste minimization. *Advances in Construction and Demolition Waste Recycling*, 2020. 592 p.
12. **T. Budko, L. Lavrinenko.** Structural Analysis and 3D Timber Spatial Structure Modeling. *Building Constructions. Theory and Practice*. V.8 (2021). Pp.4-16
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.4-16>
13. **S. Azhar, J. Brown, R. Farooqui.** BIM-based Sustainability Analysis: An Evaluation of Building Performance Analysis Software <http://ascpro.ascweb.org/chair/paper/CPRT125002009.pdf>
14. **Lavrinenko L.I., Umanets D.V.** Osoblyvosti proektuvannia ta analiz konstruktivnoho rishennia metalovoho kupolnoho pokryttia akvaparku. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*. KNUBA, 2013. Vyp. 50. S. 328 – 336

REFERENCES

1. **Bilyk A.S., Beliaiev M.A.** BIM-modeliuvannia: ohliad mozhlyvostei ta perspektyvy v Ukraini. *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy*, 2015. №2, pp.93–15.

15. **Lavrinenko L., Nekora V.** Doslidzhennia nahrivannia stalevoi balky z hofrovanoi stinkoiu v umovakh pozhezhi. //Zb. *nayk. Prac Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*. Vyp.6 (2020) C.12 – 21.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12-21>.
16. **H. Ashcraft, D. R.Shelden.** BIM implementation strategies. *Gehry technologies 2007*
17. **Barabash M.S., Boichenko V.V., Palyenko O.Y.** Ynformatsyonnye tekhnolohyy yntehratsyy na osnove prohrammnoho kompleksa SAPFYR. , *K.,Stal. 2012. – 485 s.*
18. **Kozlov Y.M.** Otsenka ekonomycheskoi efektyvnosti vnedrenyia ynformatsyonnoho modelyrovanyia zdanyi. // *Arkhytektura y sovremennye ynformatsyonnye tekhnolohyy. AMIT: elektron.zhurn. 2010. 1(10).*
19. **Adamenko V. M.** “Dosvid zastosuvannia BIM-tekhnolohii pry proektuvanni i rozrakhunkakh stalevykh ta zalizobetonnykh konstruksii”. // *Materialy dopovidei Pershoi vseukrainskoi naukovo-praktychnoi konferentsii: BIM- tekhnolohii v budivnytstvi: dosvid ta innovatsii*, pp. 13–16, 2021.
20. **J. Sinopoli,** “Design, Construction, and Renovations”. // *Smart Building Systems for Architects, Owners and Builders*, pp. 139 – 158, 2010.
21. Thermal effect of a fire on a steel beam with corrugated wall with fireproof mineral-wool cladding /V. Nekora, S. Sidnei, T. Shnal, O. Nekora, L. Lavrinenko, S. Pozdieiev// *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. №5/1 (113). 2021. , p.24-32.*
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2021.241268>
22. **Lavrinenko L., Budko T.** Zastosuvannia metodiv i modelei VIM-tekhnolohii pry proektuvanni kupolnoho pokryttia akvaparku z derevianymy arkamy. Suchasni budivelni konstruksii z metalu ta derevyny: //Zb. *nauk. prats , ODABA , 2021, vyp.25, s. 72-84.*
<https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84>

INFORMATION MODELING OF STEEL STRUCTURAL WITH INCREASED RIGIDITY REQUIREMENT

Oleksiy BENZEL,
Ludmila LAVRINENKO

Summary. This article reports a study, analysis and practical assessment into the steel frame building model integration into the BIM-design environment. Efficient tools for designing and calculating a building with specific requirements are considered. Such studies are associated with the need to increase the investment attractiveness of metal structures, popularize BIM-modeling and the transition to one-stage design of metal structures.

The study examines the structural solution of an industrial building with increased requirements for rigidity. Autodesk Robot Structural Analysis Professional has been selected as the modeling tool. A rod model of the frame structure with loads has been compiled.

The deformability analysis of the model showed the need to match the metal joints along the perimeter and overlap of the main volume of the building. Information about sections of elements and loads on foundations was obtained. For the development of KM-3D and KMD-3D drawings, 3D-modeling of nodes was performed with transfer of the information model to the Tekla Structures PC. The BIM concept is realized by integrating Tekla Structures with the IdeaStatica design complex. It was established that connecting Tekla PC to the IdeaStatica computer complex is rational for the design and calculation of buildings and structures in three-dimensional space.

The results obtained can be effectively used for the analysis of steel structures and the creation of KM-3D and KMD-3D drawings, and also allow the development of KM-KMD-3D drawings.

Keywords. BIM-technologies; 3D-modeling; metal structures; industrial building

Стаття надійшла до редакції 25.10.21

ОЦІНКА МІНЛИВОСТІ КРОКІВ АРМАТУРИ У МОНОЛІТНІЙ ЗАЛІЗОБЕТОННІЙ ОБОЛОНЦІ БАШТОВОЇ ПРОМИСЛОВОЇ СПОРУДИ

Геннадій ГЛАДИШЕВ¹, Дмитро ГЛАДИШЕВ², Роман ЖУРАВЛЬОВ³

^{1, 2} Національний університет „Львівська політехніка”

С. Бандери, 12, Львів, Україна, 79013

³ Київський національний університет будівництва і архітектури
Повітрофлотський проспект, 31, Київ, Україна, 03037

¹hennadii.m.hladyshev@lpnu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-2671-5579>;

²dmytro.h.hladyshev@lpnu.ua, <http://orcid.org/0000-0003-3978-8600>;

³zhuravlovra@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-8259-4831>

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.45-53

Анотація. У роботі розглянута одна з можливих причин зниження експлуатаційної надійності монолітних тонкостінних несучих залізобетонних конструкцій існуючих промислових споруд по відношенню до їх проектного рішення. У якості цієї причини розглянута мінливість віддалей між осями стрижнів робочої арматури, яка при обстеженні таких конструкцій зустрічається досить часто.

Порівняння проектних рішень із якістю виконаних будівельно-монтажних робіт дають можливість виявити вплив неврахованих факторів при проектуванні монолітних тонкостінних залізобетонних конструкцій, які призводять до зниження їх експлуатаційної придатності за рахунок мінливості характеристик міцності бетону та фактичного поздовжнього і поперечного їх армування за рахунок мінливості кроків робочої арматури на ділянках обстежених елементів. В процесі обробки результатів обстеження монолітних залізобетонних тонкостінних конструкцій, які сприймають зусилля різного рівня, виникає питання: який крок робочої арматури, з великої кількості фактично замірених кроків, вибрати при перевірних розрахунках – середній чи максимальний, з запасом.

В діючих нормах, такий показник, як середнє значення міцності бетону, для розрахунку залізобетонних монолітних плитних конструкцій не фігурує, а використовується статистично обґрунтоване значення міцності бетону, яке враховує нормовану його мінливість з 95% забезпеченням.



Геннадій ГЛАДИШЕВ

доцент кафедри будівельних конструкцій та мостів, к.т.н., доцент



Дмитро ГЛАДИШЕВ

доцент кафедри архітектурного проектування та інженерії, к.т.н., доцент



Роман ЖУРАВЛЬОВ

бакалавр кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій

Нормативні документи статистично оцінують мінливість міцності арматури. При цьому, в них не враховується мінливість фактичного армування монолітних залізобетонних конструкцій, які підлягають реконструкції на додаткові навантаження, але які виконані без дотримання проектних віддалей між арматурою в цих конструкціях.

При виконанні перевірних розрахунків таких конструкцій на різні розрахункові ситуації, для розробки робочих проектів для капітального ремонту, підсилення, реконструкції або демонтажу, слід визначитися, який фактично крок робочої арматури слід прийняти при вже інших визначених розрахункових параметрах розглянутої конструкції.

Авторами інструментально досліджені та статистично проаналізовані дані армування монолітної залізобетонної оболонки баштової споруди, що дало можливість обґрунтовано прийняти значення кроків арматури при перевірних розрахунках.

Ключові слова. Баштова промислова споруда; мінливість кроків арматури; монолітна залізобетонна оболонка.

ВСТУП

Характерні розрахункові ситуації (установлені чи перехідні [1]), особливо існуючих тонкостінних монолітних плитних конструкцій, прогнозувати важко, якщо в нормах проектування врахована мінливість не усіх необхідних розрахункових параметрів, що не гарантує забезпечення необхідного рівня надійності самих конструкцій.

Порівняльний аналіз проектних рішень із фактично виконаними роботами не завжди дає можливість виявляти вплив виявлених розбіжностей на рівень фактичного зниження експлуатаційної надійності монолітних залізобетонних тонкостінних конструкцій споруд.

Досліджено на основі аналізу результатів різних досліджень [2, 3] характеру армування плитних конструкцій, щодо основних дефектів, які занижують їх фактичну несучу здатність і, відповідно, їх надійність, необхідно віднести і відхилення кроків окремих стрижнів робочої та конструктивної арматури (у випадку необхідності забезпечення стійкості робочої арматури) від проектних та нормативних значень. Ці відхилення деколи суттєво різняться не тільки від проектних кроків, а і від середніх їх значень [5], як на окремих ділянках, так і по усій контрольованій поверхні тонкостінної конструкції загалом.

Суттєві відхилення кроків осей стрижнів робочої арматури в існуючих монолітних залізобетонних конструкціях тонкостінних оболонок від вимог проектної документації слід розглядати як дефекти, що виникають на стадії виготовлення на будівельному майданчику арматурних каркасів та сіток з окремих стрижнів для монолітних констру-

кцій за відсутності поопераційного контролю точності геометричних параметрів відповідно до проектних рішень.

Порушення технологій контролю якості [5] при здачі готової продукції не дає можливості вчасно виявити вплив не проконтрольованого «людського фактора» на якість виконання будівельно-монтажних робіт. Тому, для визначення рівня надійності існуючих монолітних залізобетонних тонкостінних оболонок треба розглянути їх відповідні розрахункові ситуації [1]. Слід виконати перевіріні розрахунки за двома групами граничних станів за діючими нормами [6] для визначення резерву їх несучої здатності. Виникає питання, який за результатами обстеження, прийняти розрахунковий крок робочої арматури з великої кількості заміряних віддалей між осями фактично встановлених робочих арматурних стрижнів: середній, чи максимальний, із запасом?

Фактична мінливість армування монолітних залізобетонних плитних конструкцій, за рахунок недотримання проектних значень кроків арматури, в деяких випадках призводить до істотного зниження несучої здатності конструкції в цілому та, відповідно, і її надійності на проектні граничні навантаження. Тому оцінка мінливості кроків арматури для визначення коефіцієнта надійності за кроком армування плитних конструкцій є актуальною, та поки невирішеною на рівні нормативної бази задачею.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У діючих нормах [6], для розрахунків залізобетонних монолітних плитних конструкцій використовують статистичну величину міцності бетону – клас бетону «С». Ці норми враховують мінливість міцності бетону через характеристичне розрахункове значення міцності бетону на стиск $f_{ck, cube}$ з 95% забезпеченням його міцності при фіксованому коефіцієнті варіації $U=13,5\%$. Через фіксований коефіцієнт надійності по бетону $\gamma_c=1,3$, норми [6] на 99,97% забезпечують розрахункове значення міцності бетону на стиск $f_{cd} = f_{ck, cube} / \gamma_c$.

Мінливість характеристик міцності арматури норми [6] оцінюють статистично, через характеристичне значення міцності арматури на границі текучості f_{yk} та розрахункові значення f_{yd} опору арматури шляхом ділення характеристичних значень міцності арматури на фіксований коефіцієнт надійності на розтяг, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$.

Діючі норми не враховують фактичну мінливість кроків арматури під час арму-

вання монолітних залізобетонних плитних конструкцій, які виконані з порушенням допустимих відхилень між осями окремих арматурних стрижнів і навіть з допустимими допусками [5] (табл. 1). Існуючий стандарт [5] направлений на контроль та приймання робіт при виконанні монолітних залізобетонних конструкцій під час будівництва і реконструкції будівель та споруд в усіх галузях народного господарства.

Табл. 1. Рекомендації щодо виконання арматурних робіт згідно норм [5]

Table 1. Recommendations for reinforcement works according to the norms [5]

Параметр	Величина параметра, мм	Контроль (метод, об'єм, вид реєстрації)
Відхилення у віддалі між осями окремо встановлених робочих стрижнів арматури для:		Тех. огляд усіх елементів, журнал робіт
- колон, балок і арок	±10	
- плит і стін фундаментів	±20	
масивних конструкцій	±30	

За п. 3.2.6.10 [6], розрахунок бетонних та залізобетонних конструкцій слід виконувати за граничними станами першої та другої груп. Для розрахунків з визначення фактичного резерву несучої здатності та жорсткості існуючих залізобетонних монолітних тонкостінних елементів споруд, поряд із впливом інших відомих чинників, важливою є статистична оцінка мінливості характеру армування за кроком арматури для двох рівнів забезпеченості: 95% та 99,97%.

У діючих нормативних документах не розроблена методика оцінки мінливості армування за кроком арматури при обробці результатів інструментального контролю армування монолітних плитних конструкцій на існуючих спорудах.

Але, у п. 3.2.6.10 [6] пропонується вплив характеру навантаження, навколишнього середовища, напруженого стану арматури, технологічних факторів та інших умов роботи, які не враховані безпосередньо у розрахунках, слід врахувати коефіцієнтом умов роботи арматури $\gamma_{s,i}$.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

Нами виконане інструментальне дослідження фактичних віддалей між осями окремо встановлених робочих стрижнів арматури (кроків арматури) у монолітній залізобетонній оболонці стовбура башти к. 631Г на ПрАТ „АЗОТ” під час її капітального ремонту.

Під час дослідження характеру армування стовбура башти на значній кількості її поверхневих ділянок (рис.1, рис. 2), особливо на внутрішній її поверхні після демонтажу футерування, був відсутній захисний шар бетону за рахунок його відшарування від дії агресивного середовища. Це спростило процес замірів кроків між осями вертикальної та горизонтальної арматури внутрішніх та зовнішніх сіток стовбура башти, їх діаметрів та класу арматури, без використання додаткових інструментальних методів [7, 8, 9, 10], які, як правило, використовують при обстеженнях для визначення кроків арматури та товщини захисних шарів бетону.

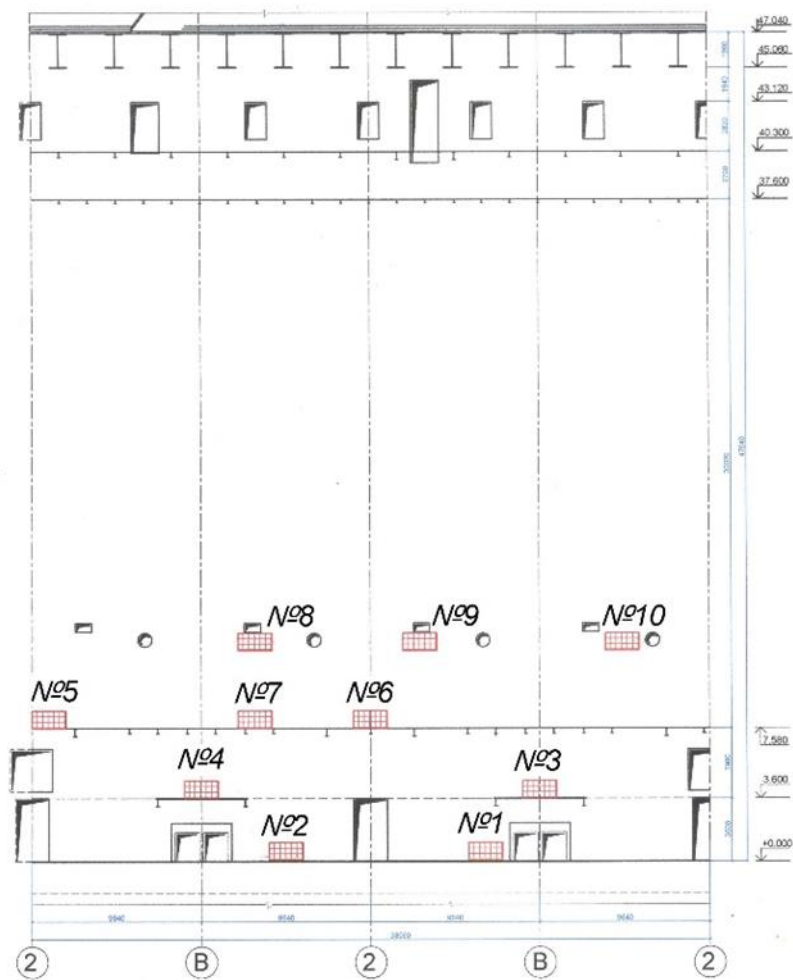


Рис. 1. Позначення ділянок замірів на розгортці внутрішньої поверхні стовбура башти
Fig. 1. Designation of the measurement sites on the scan of the inner surface of the tower trunk

Ділянки зон контролю розташування арматури, діаметри арматури визначили з урахуванням технології виготовлення конструкцій; випадковості зміщення арматури з проектного положення; умов роботи конструкцій; кількості та розташування харак-

терних ділянок контролю, в яких необхідно визначити параметри армування.

Результати інструментальних вимірювань фактичних кроків арматури із статистичною обробкою за нормальним законом розподілу, наведені у табл. 2.



Рис. 2. Вид на деякі доступні ділянки внутрішньої поверхні стовбура башти
Fig. 2. View of some accessible areas of the inner surface of the tower trunk

Табл. 2. Результати інструментальних замірів кроків робочої арматури із їх статистичною обробкою у монолітній тонкостінній залізобетонній циліндричній оболонці стовбура башти

Table 2. The results of instrumental measurements of the steps of the working reinforcement with their statistical processing in a monolithic thin-walled reinforced concrete cylindrical shell of the tower trunk

№ ділянки замірів	Відмітка розташування ділянки замірів	Кроки та діаметри вертикальної арматури класу А-III (заміри горизонтальні)				Кроки та діаметри горизонтальної арматури класу А-III (заміри вертикальні)			
		S_g , мм	$S_{g,m}$, мм	L_g , мм	\varnothing , мм	S_v , мм	$S_{v,m}$, мм	L_v , мм	\varnothing , мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,500	270	238	950	20	170	204	730	12; 16
		215				190			
		240				210			
		225				160			
		240				290			
2	0,500	190	211	1055	20	150	213	1065	12; 20
		215				230			
		230				245			
		250				230			
		170				210			
3	3,600	200	243	970	20	150	205	800	12
		215				200			
		255				220			
		300				230			
		245				225			
4	3,600	230	231	1155	20	190	173	865	12
		190				215			
		220				120			
		215				140			
		300				200			
5	7,600	240	231	1155	20	225	204	1020	12; 20
		175				160			
		195				185			
		260				210			
		285				240			
6	7,600	190	218	1090	20	210	168	840	12; 20
		105				115			
		200				135			
		235				160			
		360				220			
7	7,600	215	231	1155	20	140	183	915	12; 16; 20
		170				170			
		220				190			
		330				200			
		220				215			

Продовження Табл.2
Continuation of Table 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	12,100	230	221	1105	20	220	212	1060	12
		200				120			
		210				190			
		245				250			
		220				280			
9	12,100	200	229	1145	20	120	208	1040	12; 20
		210				170			
		235				200			
		280				250			
		220				300			
10	12,100	210	247	1480	20	240	207	1240	12
		250				230			
		270				220			
		210				160			
		320				190			
		220				200			
Середні значення:		223,2	230,0	Проектна вертикальна арматура до відм. 19 м 5Ø20А-III/1п.м, крок 200 мм		192,6	197,7	Проектна горизонтальна арматура 5Ø12А-III/1п.м, крок 200 мм	
Стандартне відхилення:		54,5	11,1			52,6	16,6		
Коефіцієнт варіації, U :		0,24	0,05			0,27	0,08		
Нормативні значення 95%:		312,5	248,1			278,8	224,8		
Граничні значення 99,97%:		386,6	263,1			350,3	247,3		
$\gamma_{s,i}$ – коефіцієнт надійності за кроком арматури		1,24	1,06			1,26	1,10		
Максимальне значення:		360	243			300	213		
Коеф. $\gamma_{s,99}$ збільшення проектного кроку до граничного кроку $S_{s,l}$		1,93	1,32			1,75	1,24		
Пропонується прийняти для розрахунків граничні значення $s_{s,l}$, отримані за статистичною обробкою середніх даних по ділянках зондування			250	4Ø20А-III/1п.м		250		4Ø12А-III/1п.м	

Метод оцінки мінливості кроків арматури. На поверхні монолітної залізобетонної оболонки вибирали характерні ділянки контролю (ХДК), вільні від захисних шарів бетону і на які мали доступ з рихтувань.

За ХДК приймали розмір L_f , направлений перпендикулярно до осей арматурних стрижнів, крок яких контролюється: не менше $L_f \geq 1$ м і не менше $L_f \geq s_i \times n_i = s_i \times 6$, де s_i – одиничне значення кроку арматури; n_i – загальне число одиночних значень кроків арматури на одній i -й ХДК.

Прийнято, що сумарна кількість одиноч-

них значень кроків арматури $\sum_{i=1}^n n_i$ по усіх ХДК не повинна бути меншою за 30 шт.

Середній крок арматури $s_{m,i}$ по ХДК визначали за формулою (1).

$$s_{m,i} = \frac{\sum_{i=1}^n s_i}{\sum_{i=1}^n n_i} \quad (1)$$

Для усіх ХДК вираховували середній

крок арматури, середнє квадратичне відхилення $\sigma_{m.i}$. За числа $n \geq 6 \div 8$ одиночних значень кроків s_i , середнє квадратичне відхилення $\sigma_{m,i}$ кроків арматури на кожній ХДК конструкції, визначали за формулою (2):

$$\sigma_{m.i} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (s_i - s_{m.i})^2}{\sum_{i=1}^n n_i - 1}} \quad (2)$$

Коефіцієнт варіації кроків U_s визначали, по усіх обстежених ХДК на поверхні оболонки, за формулою (3):

$$U_s = \frac{\sigma_{m.i}}{s_{m.i}} \quad (3)$$

Для прийняття потрібного розрахункового кроку s_{theor} , у якому враховано мінливість кроків арматури, визначали для двох рівнів забезпеченості 95% та 99,97% та відповідні до них, статистичні кроки: нормативний розрахунковий $s_{s.II}$ і граничний розрахунковий $s_{s.I}$:

$$s_{s.II} = s_m \cdot (1 + 1,64 \cdot U_s) \quad (4)$$

$$s_{s.I} = s_m \cdot (1 + 3 \cdot U_s) \quad (5)$$

Коефіцієнти $\gamma_{s.95}$, $\gamma_{s.99}$ необхідного збільшення проектного кроку арматури s до відповідних значень $s_{s.II}$ та $s_{s.I}$ для усіх обстежених ХДК оболонки:

$$\gamma_{s.95} = s_{s.II} / s \quad (6)$$

$$\gamma_{s.99} = s_{s.I} / s \quad (7)$$

Для перевірного розрахунку тонкостінної плитної конструкції, за двома групами граничних станів слід коефіцієнт $\gamma_{s.i}$ за п. 3.2.6.10 [6] прирівняти до $\gamma_{s.II}$ або $\gamma_{s.I}$ за відповідними формулами (6) та (7) і прийняти відповідний один з кроків $s_{s.II}$ або $s_{s.I}$, при якому одне з можливих комбінацій зусиль (наприклад: N_I , N_{II} або M_I , M_{II}) по арматурі на ширині 1 м конструкції матиме менше

значення несучої здатності але більші деформації.

ВИСНОВКИ

Як показали натурні дослідження, армування монолітного стовбура башти виконане зі значними відхиленнями від проектного рішення - занижені площі робочої арматури за рахунок необґрунтованого збільшення кроків між осями арматурних стрижнів. Виявлено, що кроки робочої та конструктивної арматури мають значну мінливість.

Загальна мінливість ($U_i = 24\% \div 27\%$) кроків робочої арматури, виявлена по окремих ділянках монолітного стовбура башти, вказує на недостатню ретельність їх закріплення при монтажі в межах внутрішніх та зовнішніх сіток, що призводить до істотного перерозподілу зусиль при умовно рівномірно-розподіленому навантаженні на стовбур башти та до зниження її експлуатаційної надійності по відношенню до проектного рішення.

У діючих нормах не розроблена методика врахування мінливості при значних відхиленнях укладання арматурних стрижнів з фактичними їх кроками на фіксованих характерних ділянках контролю у монолітних тонкостінних залізобетонних плитних конструкціях. Виконання кроків арматури, з порушенням допусків по відношенню до проектних рішень, може істотно вплинути на зниження експлуатаційної придатності тонкостінних залізобетонних конструкцій.

Під час аналізу мінливості армування плитних конструкцій виявлено, що недоліком є постійне допустиме значення відхилень ± 20 мм у віддалі між осями окремо встановлених робочих стрижнів арматури. За різних значень проектних кроків між осями арматури, наприклад, при малих значеннях кроків робочої арматури, може дати суттєве зменшення або збільшення фактичних зусиль в арматурі від проектних значень.

Отримані дані кроків армування s_i

монолітного залізобетонного стовбура башти та їх статистична обробка загалом по башті дали можливість оцінити їх мінливість та прийняти значення кроків $s_{s,II}$ та $s_{s,I}$ для виконання перевірних розрахунків стовбура башти та гарантований (усталений чи перехідний) резерв її несучої здатності відповідно до коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n .

За необхідності, можна застосувати конструктивні заходи [11] для забезпечення необхідної несучої здатності та необхідного рівня тріщиностійкості залізобетонної конструкції на технологічні навантаження, температурні впливи і тим самим ліквідувати недоліки якості виконання будівельних робіт у таких конструкціях, включаючи і дефект мінливості кроків арматури.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-14:2018.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Київ: Мінбуд України, 2019.
2. **Гладишев Г.М.** Оцінка технічного стану залізобетонних конструкцій силосів корпусу №6 на заводі ВАТ „Миколаївцемент”. Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж // *Матеріали міжнародної науково-практичної конференції.* – Донецьк: САМК, 2003. – С. 386 – 394.
3. **Гладишев Г.М., Гладишев Д.Г.** Оцінка мінливості кроків арматури у монолітній залізобетонній плиті надсилосного перекриття // *Вісник ДонНАБА. Збірник наукових праць “Сучасне промислове та цивільне будівництво”.* Т. 1, №1. 2005р. С. 33 – 41.
4. **Гладишев Д.Г., Гладишев Г.М.** Дослідження технічного стану будівель, споруд та їх елементів: монографія. – Львів. Видавництво Львівської політехніки, 2012. 304 с.
5. **ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015.** Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. – Київ, Мінрегіон України, 2015.
6. **ДБН Б.В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ, Мінрегіонбуд України, 2011.

7. **ДСТУ Б.В.2.6-4-95.** Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури. – Київ, Держбуд України, 1995.
8. **Zatar, W.A., Nguyen, H.D. & Nghiem, H.M.** (2020). Ultrasonic pitch and catch technique for non-destructive testing of reinforced concrete slabs. *Journal of Infrastruct Preserv Resil* 1:12. doi: 10.1186/s43065-020-00012-z.
9. **Michitaka Hori, Ryouyusuke Sana & Mochimitsu Komori.** (2014). Estimation Method of the Positions of Reinforcing Steel Bars by using Pulsed Magnetization. *Journal of International Council on Electrical Engineering*, 4:4, 315-319. <http://doi: 10.1080/22348972.2014.1101188>.
10. **Utsi Vincent & Utsi Erica.** (2004). Measurement of reinforcement bar depths and diameters in concrete. *Tenth International Conference on Ground Penetrating Radar*, 659 – 662. doi: 10.1109/ICGPR.2004.179831.
11. **ДБН В.3.1-2:2016.** Ремонт і підсилення несучих і огорожуючих будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. – Київ, ДП „УкрНДНЦ”, 2017.

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-14:2018.** Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh ob'ektiv. Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. – Kyiv: Minbud Ukrainy, 2019. (in Ukrainian).
2. **Hladyshev H.M.** Otsinka tekhnichnoho stanu zalizobetonnykh konstrukttsii sylosiv korpusu №6 na zavodi VAT „Mykolaivtsement”. Zakhyst vid korozii i monitorynh zalyshkovoho resursu promyslovykh budivel, sporud ta inzhenernykh merezh // *Materialy mizhnarodnoi nauково-praktychnoi konferentsii.* – Donetsk: SAMK, 2003. – S. 386 – 394. (in Ukrainian).
3. **Hladyshev H.M., Hladyshev D.H.** Otsinka minlyvosti krokiv armatury u monolitnii zalizobetonnii plyti nadylosnoho perekryttia // *Visnyk DonNABA. Zbirnyk naukovykh prats “Suchasne promyslove ta tsyvilne budivnytstvo”.* Т. 1, №1. 2005r. S. 33 – 41. (in Ukrainian).
4. **Hladyshev D.H., Hladyshev H.M.** Doslidzhennia tekhnichnoho stanu budivel, sporud ta yikh elementiv: monohrafiia. – Lviv. Vydavnytstvo Lvivskoi politekhniki, 2012. 304 s. (in Ukrainian).

5. **DSTU-N B V.2.6-203:2015.** Nاستanova z vykonannya robot pry vyhotovlenni ta montazhi budivelnykh konstrukttsii. – Kyiv, *Minrehion Ukrainy*, 2015. (in Ukrainian).
6. **DBN B.V.2.6-98:2009.** Konstrukttsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstrukttsii. Osnovni polozhennia. – Kyiv, *Minrehionbud Ukrainy*, 2011. (in Ukrainian).
7. **DSTU B.V.2.6-4-95.** Konstrukttsii budynkiv i sporud. Konstrukttsii zalizobetonni. Mahnitnyi metod vyznachennia tovshchyny zakhysnoho sharu betonu i roztashuvannia armatury. – Kyiv, *Derzhbud Ukrainy*, 1995. (in Ukrainian).
8. **Zatar, W.A., Nguyen, H.D. & Nghiem, H.M.** (2020). Ultrasonic pitch and catch technique for non-destructive testing of reinforced concrete slabs. *Journal of Infrastruct Preserv Resil 1:12*. doi: 10.1186/s43065-020-00012-z.
9. **Michitaka Hori, Ryousuke Sana & Mochimitsu Komori.** (2014). Estimation Method of the Positions of Reinforcing Steel Bars by using PulsedMagnetization. *Journal of International Council on Electrical Engineering*, 4:4, 315-319. doi: 10.1080/22348972.2014.1101188.
10. **Utsi Vincent & Utsi Erica.** (2004). Measurement of reinforcement bar depths and diameters in concrete. *Tenth International Conference on Ground Penetrating Radar*, 659 - 662. doi: 10.1109/ICGPR.2004.179831.
11. **DBN V.3.1-2:2016.** Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhuiuchykh budivelnykh konstrukttsii ta osnov budivel i sporud. – Kyiv, *DP „UkrNDNTs”*, 2017. (in Ukrainian).

ESTIMATION OF VARIABILITY OF STEPS OF ARMATURE IN A MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE COVER OF A TOWER INDUSTRIAL CONSTRUCTION

*Hennadii HLADYSHEV,
Dmytro HLADYSHEV,
Roman ZHURAVLOV*

Summary. The work considers one of the possible reasons for reducing the operational reliability of monolithic thin-walled load-bearing reinforced concrete structures of existing industrial structures in relation to their design solution. As

this reason is considered the variability of distances between axes of cores of working inspected armature of such designs is quite common.

Comparison of design solutions with the quality of construction and installation work makes it possible to identify the influence of unaccounted factors in the design of monolithic thin-walled reinforced concrete structures, which reduce their serviceability due to variability of concrete strength characteristics and actual longitudinal and transverse reinforcement due to variability of working steps. While processing the results of the survey of monolithic reinforced concrete thin-walled structures, which perceive the efforts of different levels, the question arises: which step of the working reinforcement, from a large number of actually measured steps, to choose in verified calculations – average or maximum, with extras.

In the current norms, an indicator as the average value of concrete strength for the calculation of reinforced concrete monolithic slab structures does not appear, but is used as a statistically reasonable value of concrete strength, which takes into account its normalized variability with 95% security.

Regulatory documents statistically estimates the variability of reinforcement strength. At the same time, they do not take into account the variability of the actual reinforcement of monolithic reinforced concrete structures, which is the subject for reconstruction of additional loads, but they are made without observing the design distances between the reinforcement in these structures.

When performing verified calculations of such structures for different design situations, to develop working designs for overhaul, reinforcement, reconstruction or dismantling, it is necessary to determine which actual step of the working reinforcement should be taken with other defined design parameters of the structure.

The authors instrumentally investigated and statistically analyzed the data of reinforcement of the monolithic reinforced concrete shell of the tower structure, which made it possible to reasonably accept the values of the reinforcement steps in the test calculations.

Keywords. Tower industrial construction; variability of reinforcement steps; monolithic reinforced concrete shell.

Стаття надійшла до редакції 10.10.21

ВУЗЛОВІ РЕАКЦІЇ ТА КОЕФІЦІЄНТИ МАТРИЦІ ЖОРСТКОСТІ СКІНЧЕНОГО ЕЛЕМЕНТА НА ОСНОВІ ПРЕДСТАВЛЕННЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ ПОЛІНОМАМИ

Юрій МАКСИМ'ЮК¹, Олексій ШКРИЛЬ², Іван МАРТИНЮК³, Владислав БУЧКО⁴

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

¹ maksymiuk.iuv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-5814-6227>

² shkryl.oo@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0003-0851-4754>

³ ivan.martinyuk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7957-2068>

⁴ vlad.buchko.1998@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4668-5469>

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.54-62

Анотація. Дослідження призматичних тіл з постійними вздовж однієї з координат механічними і геометричними параметрами найбільш доцільно проводити на основі напіваналітичного методу скінчених елементів (НМСЕ). Суть його полягає в поєднанні скінчено елементної дискретизації і розкладенні переміщень в характерному напрямку по системі тригонометричних координатних функцій.

У роботах [8, 15] розроблено варіант напіваналітичного методу скінчених елементів для розрахунку призматичних тіл при використанні як системи координатних функцій рядів Фур'є. Застосування тригонометричних рядів забезпечує максимальну ефективність напіваналітичного методу скінчених елементів, однак, на торцях тіла вдається задовольнити лише граничним умовам, що відповідають спіранню об'єкта на абсолютно жорстку у своїй площині та гнучку діафрагму.

В результаті виконаних досліджень отримані основні уявлення переміщень поліномами, що дозволяє значно розширити коло граничних умов на торцях тіла. У цьому випадку звести рішення вихідної просторової крайової задачі до послідовності двовимірних задач не є можливим, тому особливого значення набуває обґрунтований вибір відповідних поліномів. Від їх правильного вибору залежить як обумовленість матриці системи роздільних рівнянь і, отже, збіжність інтеграційних алгоритмів її розв'язання, так і універсальність підходу щодо можливості задоволення різних варіантів граничних умов на торцях тіла.



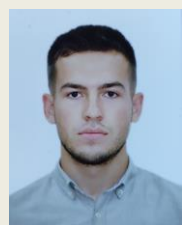
Юрій МАКСИМ'ЮК
професор кафедри будівельної механіки,
д.т.н., професор



Олексій ШКРИЛЬ
професор кафедри будівельної механіки
д.т.н.



Іван МАРТИНЮК
докторант кафедри будівельної механіки
к.т.н.



Владислав БУЧКО
аспірант кафедри будівельної механіки

Крім цього, розглянуте питання про способи інтегрування при обчисленні коефіцієнтів матриці жорсткості скінченого елемента (СЕ), яке має досить загальне значення, що обумовлено значною трудомісткістю зазначеної процедури.

Ключові слова. Метод скінчених елементів (МСЕ); напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ); призматичний скінчений елемент (СЕ1); масивні; тонкостінні призматичні тіла; вектор вузлових реакцій; коефіцієнти матриці жорсткості.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Значне число досліджень, пов'язаних з розробкою і застосуванням НМСЕ [5, 6, 10, 12, 14, 16, 17, 20, 21, 22, 24], як правило, використовуються співвідношення тонких оболонок (в [20] враховані деформації поперечного зсуву). Розглянуто різні питання, пов'язані з урахуванням локальних впливів [21], розрахунком розгалужених і складових систем [10, 14, 17, 24], визначенням напружено-деформованого стану ребристих оболонок змінної товщини при термосилового навантаження [12], орієнтацією підкріплює набору конструктивно-анізотропної оболонки [13]. В [9] запропоновано методику аналізу напружено-деформованого стану циклічно неоднорідних в круговому напрямку оболонок.

У роботах, що відображають застосування напіваналітичного методу скінчених елементів до розрахунку тіл обертання [2,11,18,23,25-27], використані трикутні СЕ з лінійним [2,18,26] і квадратичним [23] розподілом переміщень, прямокутні чотирихвузлові [25] і чотирикутні криволінійні восьмивузлові [27]. Достовірність отриманих на їх основі результатів підтверджена розв'язанням контрольних прикладів [23, 25,26]. Розв'язані також

конкретні задачі про пружне [11,23,26] і пружно-пластичне [2,27] деформування ряду об'єктів.

Різні аспекти розробки і застосування підходу, заснованого на використанні універсального скінченого елемента, що дозволяє досліджувати в пружній і пружно-пластичній постановці масивні і тонкостінні не вісесиметричні навантажені силовими і температурними впливами тіла обертання, розглянуті в роботах [1,7]. Основні принципи узагальнення даної модифікації НМСЕ на розв'язання задач пружного і пластичного деформування циклічних об'єктів зі змінними по круговій координаті механічними і геометричними параметрами викладені в [3]. Публікації [4,19] присвячені реалізації цих принципів стосовно зазначеного класу об'єктів.

Проведений аналіз літературних джерел показує, що в розглянутих публікаціях не знайшли належного відображення питання, пов'язані із застосуванням напіваналітичного методу скінчених елементів до розрахунку тонкостінних призматичних тіл, в пружно-пластичній, а масивних навіть в пружній постановках. Крім того відсутні публікації з даного напрямку, присвячені розробці універсальних призматичних кінцевих елементів, що дозволяють досліджувати масивні, тонкостінні і комбіновані конструкції.

ВИВЕДЕННЯ ФОРМУЛ ДЛЯ ОБЧИСЛЕННЯ ВУЗЛОВИХ РЕАКЦІЙ ТА КОЕФІЦІЄНТІВ МАТРИЦІ ЖОРСТКОСТІ СКІНЧЕНОГО ЕЛЕМЕНТА

Представимо переміщення у вигляді розкладання по поліномах

$$U_n^- = \sum_{t=0}^L U_n^t \varphi^{(t)} \quad (1)$$

де

$\varphi^{(t)}$ - поліноми степені l ;

U_n^t - коефіцієнти розкладання переміщень по $\varphi^{(t)}$.

Виразимо переміщення через коефіцієнти їх розкладання за поліномами відповідно до (1):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\alpha(\alpha)} &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{t=0}^L \frac{1}{2} \left[\begin{matrix} {}^0\gamma' \\ Z_{,\alpha} S_{(\alpha)} + \left(\begin{matrix} {}^0\gamma' \\ Z_{,12} S_{(\alpha)} + \\ + 2Z_{,\alpha} S_1 S_2 \end{matrix} \right) x^{(3-\alpha)} \end{matrix} \right] \\ \varphi^{(t)} \bar{U}_{\gamma'(S_1, S_2)}^{-t} \\ \varepsilon_{12} &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{t=0}^L \frac{1}{4} \left(\begin{matrix} {}^0\gamma' \\ Z_{,1} S_2 + \begin{matrix} {}^0\gamma' \\ Z_{,2} S_1 \end{matrix} \end{matrix} \right) \varphi^{(t)} \bar{U}_{\gamma'(S_1, S_2)}^{-t} \\ \varepsilon_{\alpha 3} &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{t=0}^L \left\{ \frac{1}{8} \left[\begin{matrix} {}^0\gamma' \\ Z_{,\alpha} + \left(\begin{matrix} {}^0\gamma' \\ Z_{,12} + \\ + 2Z_{,\alpha} S_{(3-\alpha)} \end{matrix} \right) x^{(3-\alpha)} \end{matrix} \right] \cdot \right. \\ &\quad \left. \cdot \varphi_{,3}^{(t)} \bar{U}_{\gamma'(S_1, S_2)}^{-t} + \frac{1}{4} \begin{matrix} {}^0\gamma' \\ Z_{,3} \end{matrix} (S_{\alpha} + 2S_1 S_2 x^{(3-\alpha)}) \varphi^{(t)} \bar{U}_{\gamma'(S_1, S_2)}^{-t} \right\} \\ \varepsilon_{33} &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{t=0}^L \frac{1}{4} \begin{matrix} {}^0\gamma' \\ Z_{,3} \end{matrix} (1 + 2S_{\alpha} x^{\alpha}) \varphi_{,3}^{(t)} \bar{U}_{\gamma'(S_1, S_2)}^{-t} \end{aligned} \tag{2}$$

де

Виразимо деформації через коефіцієнти розкладання переміщень по поліномах:

$$\varphi_{,3}^{(t)} = \frac{d\varphi^{(t)}}{dx^3} \tag{3}$$

$$\{\varepsilon\} = \sum_{t=0}^L \left(\left[\begin{matrix} - \\ B_1 \end{matrix} \right] \varphi^{(t)} + \left[\begin{matrix} - \\ B_2 \end{matrix} \right] \varphi_{,3}^{(t)} \right) \left\{ \bar{U} \right\}_t \tag{4}$$

$$\begin{aligned} \left[\begin{matrix} - \\ B_1 \end{matrix} \right] &= \left[\begin{matrix} - \\ B_1 \end{matrix} \right]^{(-1,-1)} \left[\begin{matrix} - \\ B_1 \end{matrix} \right]^{(+1,-1)} \left[\begin{matrix} - \\ B_1 \end{matrix} \right]^{(-1,+1)} \left[\begin{matrix} - \\ B_1 \end{matrix} \right]^{(+1,+1)} \\ \left[\begin{matrix} - \\ B_2 \end{matrix} \right] &= \left[\begin{matrix} - \\ B_2 \end{matrix} \right]^{(-1,-1)} \left[\begin{matrix} - \\ B_2 \end{matrix} \right]^{(+1,-1)} \left[\begin{matrix} - \\ B_2 \end{matrix} \right]^{(-1,+1)} \left[\begin{matrix} - \\ B_2 \end{matrix} \right]^{(+1,+1)} \end{aligned} \tag{5}$$

Елементи підматриць $\left[\begin{matrix} - \\ B_1 \end{matrix} \right]^{(S_1, S_2)}$ і $\left[\begin{matrix} - \\ B_2 \end{matrix} \right]^{(S_1, S_2)}$

обчислюються згідно (2) та наведені у таблицях 1 та 2. відповідно.

Запишемо вираз варіації енергії через коефіцієнти розкладання переміщень по поліномах і вузлові реакції $\left\{ r \right\}$ кінцевого елемента:

$$\delta W = \sum_{t=0}^L \left(\delta \left\{ \bar{U} \right\}_t^T \right) \left\{ r \right\}_t \tag{6}$$

де

$$\begin{aligned} \left\{ r \right\}_t &= \int_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} \left(\left[\begin{matrix} - \\ B_1 \end{matrix} \right]^T \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \{ \sigma \} \varphi^{(t)} dx^3 + \right. \\ &\quad \left. + \left[\begin{matrix} - \\ B_2 \end{matrix} \right]^T \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \{ \sigma \} \varphi_{,3}^{(t)} dx^3 \right) \sqrt{g} dx^1 dx^2 \end{aligned} \tag{7}$$

Табл. 1.
Tabl. 1.

$$\left[\bar{B}_1 \right]^{(S_1, S_2)} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \left[\begin{matrix} 0^1 \\ Z_{,1} S_1 + \left(Z_{,12} S_1 + 2Z_{,1}^0 S_1 S_2 \right) x^2 \end{matrix} \right] & \frac{1}{2} \left[\begin{matrix} 0^2 \\ Z_{,1} S_1 + \left(Z_{,12} S_1 + 2Z_{,1}^0 S_1 S_2 \right) x^2 \end{matrix} \right] & 0 \\ \frac{1}{2} \left[\begin{matrix} 0^1 \\ Z_{,2} S_2 + \left(Z_{,12} S_2 + 2Z_{,2}^0 S_1 S_2 \right) x^1 \end{matrix} \right] & \frac{1}{2} \left[\begin{matrix} 0^2 \\ Z_{,2} S_2 + \left(Z_{,12} S_2 + 2Z_{,2}^0 S_1 S_2 \right) x^1 \end{matrix} \right] & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{2} \left(\begin{matrix} 0^1 \\ Z_{,1} S_2 + Z_{,2} S_1 \end{matrix} \right) & \frac{1}{2} \left(\begin{matrix} 0^2 \\ Z_{,1} S_2 + Z_{,2} S_1 \end{matrix} \right) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} Z_{,3}^3 (S_1 + 2S_1 S_2 x^2) \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} Z_{,3}^3 (S_2 + 2S_1 S_2 x^1) \end{bmatrix}$$

Табл. 2.
Tabl. 2.

$$\left[\bar{B}_2 \right]^{(S_1, S_2)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{4} Z_{,3}^3 (1 + 2S_1 x^1 + 2S_2 x^2) \\ \frac{1}{4} \left[\begin{matrix} 0^1 \\ Z_{,1} + \left(Z_{,12} + 2Z_{,1}^0 S_2 \right) x^2 \end{matrix} \right] & \frac{1}{4} \left[\begin{matrix} 0^2 \\ Z_{,1} + \left(Z_{,12} + 2Z_{,1}^0 S_2 \right) x^2 \end{matrix} \right] & 0 \\ \frac{1}{4} \left[\begin{matrix} 0^1 \\ Z_{,2} + \left(Z_{,12} + 2Z_{,2}^0 S_1 \right) x^1 \end{matrix} \right] & \frac{1}{4} \left[\begin{matrix} 0^2 \\ Z_{,2} + \left(Z_{,12} + 2Z_{,2}^0 S_1 \right) x^1 \end{matrix} \right] & 0 \end{bmatrix}$$

Інтегруючи по x^3 чисельно, отримуємо формулу для обчислення вузлових реакцій призматичного кінцевого елемента зі змінними у перерізі $x^3 = const$ механічними та геометричними параметрами (CE1) через напругу:

$$\left\{ r \right\}_i = \sum_{i=1}^I \sum_{l=1}^I \left[\begin{matrix} \left[\bar{B}_1 \right]^T \left\{ \sigma_1 \right\}_i + \\ + \left[\bar{B}_2 \right]^T \left\{ \sigma_2 \right\}_i \end{matrix} \right] \sqrt{g} H_i H_l \Big|_{(x_i^1, x_i^2)} \quad (8)$$

Виразивши деформації через коефіцієнти розкладання переміщень за поліномами:

$$\left\{ \sigma_1 \right\}_i = \sum_{m=1}^M \left(\left\{ \sigma \right\} \varphi^{(l)} H_m \right)_{(x_m^3)}, \quad (9)$$

$$\left\{ \sigma_2 \right\}_i = \sum_{m=1}^M \left(\left\{ \sigma \right\} \varphi_{,3}^{(l)} H_m \right)_{(x_m^3)}$$

Виразимо деформації через коефіцієнти розкладання переміщень за поліномами:

$$\delta w = \int_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \sum_{t=0}^L \left(\delta \left\{ \bar{U} \right\}_t^T \right) \cdot \left(\left[\bar{B}_1 \right]^T \varphi^{(t)} + \left[\bar{B}_2 \right]^T \varphi_{,3}^{(t)} \right) \cdot [D] \sum_{n=0}^L \left(\left[\bar{B}_1 \right] \varphi^{(n)} + \left[\bar{B}_2 \right] \varphi_{,3}^{(n)} \right) \cdot \sqrt{g} dx^1 dx^2 dx^3 \quad (10)$$

Інтегруючи в (10) по x^3 чисельно, і позначивши:

$$\begin{aligned} G_1^m &= \sum_{m=1}^M \left(\varphi^{(t)} \varphi^{(n)} H_m \right)_{(x_m^3)}, \\ G_2^m &= \sum_{m=1}^M \left(\varphi_{,3}^{(t)} \varphi^{(n)} H_m \right)_{(x_m^3)}, \\ G_3^m &= \sum_{m=1}^M \left(\varphi^{(n)} \varphi_{,3}^{(t)} H_m \right)_{(x_m^3)}, \\ G_4^m &= \sum_{m=1}^M \left(\varphi_{,3}^{(t)} \varphi_{,3}^{(n)} H_m \right)_{(x_m^3)} \end{aligned} \quad (11)$$

запишемо вираз для варіації енергії деформації у вигляді:

$$\delta W = \sum_{t=0}^L \left(\delta \left\{ \bar{U} \right\}_t^T \right) \left[\bar{K} \right]_{(m)} \left\{ \bar{U} \right\}_n \quad (12)$$

де

$$\begin{aligned} \left[\bar{K} \right]_m &= \int_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} \left(\left[\bar{B}_1 \right]^T [D] \left[\bar{B}_1 \right] G_1^m + \right. \\ &+ \left[\bar{B}_2 \right]^T [D] \left[\bar{B}_1 \right] G_2^m + \left[\bar{B}_1 \right]^T [D] \left[\bar{B}_2 \right] G_3^m + \\ &+ \left. \left[\bar{B}_2 \right]^T [D] \left[\bar{B}_2 \right] G_4^m \right) \sqrt{g} dx^1 dx^2 \end{aligned}$$

Після інтегрування по x^1 і x^2 , отримуємо формулу для обчислення коефіцієнтів матриці жорсткості призматичного кінцевого елемента зі змінними в перерізі $x^3 = const$ механічними і геометричними параметрами (CE1):

$$\begin{aligned} \left[\bar{K} \right]_m &= \sum_{i=1}^l \sum_{j=1}^l \left(\left[\bar{B}_1 \right]^T [D] \left[\bar{B}_1 \right] G_1^m + \right. \\ &+ \left[\bar{B}_2 \right]^T [D] \left[\bar{B}_1 \right] G_2^m + \left[\bar{B}_1 \right]^T [D] \left[\bar{B}_2 \right] G_3^m + \\ &+ \left. \left[\bar{B}_2 \right]^T [D] \left[\bar{B}_2 \right] G_4^m \right) \sqrt{g} H_i H_j \Big|_{(x_i^1, x_j^2)} \end{aligned} \quad (13)$$

ВИСНОВКИ

Отримані формули для обчислення вузлових реакцій та коефіцієнтів матриці жорсткості дозволяють використовувати для представлення переміщень різні системи координатних функцій, побудовані на основі поліномів. Відмінна особливість цих співвідношень у порівнянні з аналогічними, виведеними при використанні для подання переміщень рядів Фур'є, полягає в тому, що не рівні нулю коефіцієнти не тільки діагональних, але і периферійних підматриць і рішення систем рівнянь, що одержуються на їх основі, прямими методами стає недоцільним. До чинників, визначальних у разі

ефективність напіваналітичного методу скінчених елементів, ставляться, насамперед, простота завдання умов закріплення на торцях тіла, і величина обсягу обчислень, обумовлена швидкістю збіжності інтеграційного процесу розв'язання систем рівнянь.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Баженов В. А.** Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах континуального руйнування просторових тіл: Монографія / В.А. Баженов, О.І. Гуляр, С.О. Пискунов, О.С. Сахаров – К.: «Каравела», 2014. – 236 с.
2. **Бобырь В.И., Ищенко Д.А.** Неосесимметричное деформирование тел вращения при простых процессах нагружения. – Киев, 1985, 3 с. – *Рукопись деп. в ВИНТИ, 1985, № 5531-85 Деп.*
3. **Гуляр А.И.** Об одном метода расчета пространственных конструкций на основе обобщения полуаналитического варианта МКЭ для замкнутых некруговых конечных элементов. – *Сопротивление материалов и теория сооружений, 1984, вып. 44, с.44-46.*
4. **Гуляр А.И., Топор А.Г.** Пакет программ прочностных расчетов пространственных конструкций «КРУГ». – *Сопротивление материалов и теория сооружений, 1986, вып. 48, с.28-32.*
5. **Гуляр О.** Універсальний призматичний скінчений елемент загального типу для фізично і геометрично нелінійних задач деформування призматичних тіл / О. Гуляр, Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк // *Зб. наук. праць Будівельні конструкції теорія і практика – 2020. – Вип. 6. – С. 72–84.*
6. **Зенкевич О.К., Морган К.** Конечные элементы и аппроксимация. – М.: Мир, 1986, – 318 с.
7. **Исаханов Г.В., Сахаров А.С., Гуляр А.И., Кархалев В.Н.** Развитие полуаналитического метода конечных элементов для решения задачи пластичности неосесимметрично нагруженных тел. – В кн.: Материалы УІ тематической конференции «Практическая реализация численных методов расчета инженерных конструкций». Л.: Изд-во Ленинград. Дома научн.-техн. пропаганды, 1983, с.12-19.
8. **Иванченко Г.М.** Побудова розв'язувальних рівнянь напіваналітичного методу скінчених елементів для призматичних тіл складної форми / Г.М. Иванченко, Ю.В. Максим'юк, А.А. Козак, І.Ю. Мартинюк // *Управління розвитком складних систем: Наук.-техн. збірн. – К.: КНУБА, 2021 – Вип.46 – С. 55-62.*
9. **Кантор Б.Я., Гнилько В.И.** Об одном методе изучения напряженно-деформированного состояния тонкостенных конструкций вращения циклически неоднородных в окружном направлении. – Харьков: Изд. АН УССР, Институт проблем машиностроения, 1982, препринт-171, 20 с.
10. **Кантор Б.Я., Миткевич В.М.** Эффективный метод определения напряженно-деформированного состояния конструкций из оболочек или тел вращения, подкрепленных регулярной системой радиальных пластин при несимметричном радиально-осевом нагружении. – Харьков, 1985, 15 с. – *Рукопись деп. в ВИНТИ, 1985, №2484-85 Деп.*
11. **Кельин В.И., Поляков Ю.Ф.** Сочетание аналитического и численного методов при решении одного класса трехмерных задач теории упругости. – Ленинград, 1985, 10 с. – *Рукопись деп. в ВИНТИ, 1985, № 5462-85 Деп.*
12. **Куранов Б.А., Кончаков Н.И.** Температурные напряжения в резервуаре для хранения сжиженного газа. – *Расчеты на прочность, 1980, вып. 21, с.216-224.*
13. **Куранов Б.А., Кончаков Н.И., Игнатъева И.В.** Расчет составных конструктивно-анизотропных оболочек. – *Расчеты на прочность, 1981, вып. 22, с.247-256.*
14. **Куранов Б.А., Кончаков Н.И., Турбаивский А.Т., Бобель Л.В.** Особенности расчета составных тонкостенных конструкций. – *Расчеты на прочность, 1985, вып. 26, с.227-232.*
15. **Максим'юк Ю.** Особливості виведення формул для обчислення вузлових реакцій і коефіцієнтів матриці жорсткості скінченого елемента з усередненими механічними і геометричними параметрами / Ю. Максим'юк, А. Козак, І. Мартинюк, О. Максим'юк // *Зб.наук. праць Будівельні конструкції теорія і практика. – 2021. – Вип. 8. – С. 97–108.*
16. **Максим'юк Ю.** Розв'язувальні співвідношення моментної схеми скінчених елементів в задачах термов'язкопружнопластичного деформування / Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк // *Зб. наук. праць Будівельні конструкції теорія і практика – 2019. – Вип. 4. – С. 10–20.*

17. **Миткевич В.М., Медведовская Т.Ф.** Напряженно-деформированное состояние тонкостенных конструкций вращения. – *Проблемы машиностроения*, 1976, вып. 2, с.21-26.
18. **Савченко В.Г.** Об одном методе решения пространственной неосесимметричной задачи термопластичности. – *Тепловые напряжения в элементах конструкций*, 1978, вып. 18, с.24-29.
19. **Сахаров А.С., Гулярь А.И., Топор А.Г.** Численное решение задач термоупругого равновесия неосесимметрично нагруженных тел вращения. – *Прикладная механика*, 1986, № 6, с.7-13.
20. **Слезина Н.Г.** Расчет оболочек вращения в условиях неосесимметричного нагружения с учетом деформаций поперечного сдвига. – *Труды ЛКИ*, 1977, вып. 116, с.74-81.
21. **Торопова И.Л.** К расчету упругих тонкостенных конструкций вращения при локальном нагружении. – *Прикладные проблемы прочности и пластичности*, 1982, вып. 20, с.52-60.
22. **Maksymyuk Yu.V.** Basic relations for physically and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies/ Yu.V. Maksymyuk, S.O. Pyskunov, A.A. Shkriil', O.V. Maksymyuk // *Опір матеріалів і теорія споруд– 2020*. – *Bun.* 104. – С. 255–264.
23. **Schultchen E., Ulonska H., Wurmnest W.** Statische Berechnung von Rotationskörpern unter Beliebiger nichtrotations-symmetrischer Belastung mit dem Programmsystem ANTRAS – Rot. – *Techn. Mitt. Krupp. Forsch.*, 1977, № 2, p.113-126.
24. **Tanz H. –U., Tuns H.T., Wurmnest W.** Statische Berechnung von Rotationsschalen unter beliebiger nichtrotationssymmetrischer Belastung mit dem Programmsystem ANTRAS. – *Tech. Mitt. Krupp. Forsch. BRD.* 1978, № 3, s.111-126.
25. **Weese W.** Berechnung nichtrotations symmetrisch belasteter Zylindrischer Körper auf der Grundlage der Fourierreihendarstellung nach der Methode der finite Elemente. – *Wiss. Z. Techn. Hochsch.*, 1975, 18, 6-7, s.635-642.
26. **Wilson E.L.** Structural Analysis of Axisymmetric solids. – *TAlAA*, 1965, v.3, № 126 p.2269-2274.
27. **Winnicki L.A., Zienkiewicz O.C.** Plastic (of visco-plastic) behavior of axisymmetric bodies subjected to non-symmetric loading-semi-analytical finite element solution. – *Tut. T.*

Num. Meth. Eng. USA, 1979, v.14, № 9, p.1399-1412.

REFERENCES

1. **Bazhenov V. A.** Napivanalitichnyi metod skinchennykh elementiv v zadachakh kontynualnoho ruinovannia prostorovykh til: Monohrafiia / V.A. Bazhenov, O.I. Huliar, S.O. Pyskunov, O.S. Sakharov – K. : «Karavela», 2014. – 236 s.
2. **Bobyry V.Y., Yshchenko D.A.** Neosesymetrychne deformyrovanye tel vrashchennia pry prostykh protsessakh nahruzhenia. – *Ky-ev*, 1985, 3 s. – *Rukopys dep. V VYNYTY*, 1985, № 5531-85 Dep.
3. **Huliar A.Y.** Ob odnom metoda rascheta prostranstvennykh konstruktsiy na osnove obobshchennia poluanalytycheskoho varyanta MKЭ dlia zamknutykh nekruhovykh konechnykh elementov. – *Soprotivlenye materialov y teoriya sooruzheniy*, 1984, vyp. 44, s.44-46.
4. **Huliar A.Y., Topor A.H.** Paket prohrann prochnostnykh raschetov prostranstvennykh konstruktsiy «KRUH». – *Soprotivlenye materialov y teoriya sooruzheniy*, 1986, vyp. 48, s.28-32.
5. **Huliar O.** Universalnyi pryzmatychnyi skinchenyi element zahalnoho typu dlia fizychno i heometrychno neliniynykh zadach deformuvannia pryzmatychnykh til / O. Huliar, Yu. Maksymiuk, A. Kozak, O. Maksymiuk // *Zb. nauk. prats Budivelni kons-truktsii teorii i praktyka – 2020*. – Vyp. 6. – S. 72–84.
6. **Zenkevych O.K. Morhan K.** Konechnye elementy approksymatsiya. – *M.: Myr*, 1986, – 318 s.
7. **Ysakanov H.V., Sakharov A.S., Huliar A.Y., Karkhalev V.N.** Razvytye poluanalytycheskoho metoda konechnykh elementov dlia reshenia zadachy plastychnosti neosesymetrychno nahruzhenykh tel. – V kn.: *Materyaly UI tematycheskoi konferentsiyi «Praktycheskaia realizatsiya chyslennykh metodov rascheta ynzhenerykh konstruktsiy»*. L.: *Yzd-vo Lenynhrad. Doma nauchn.-tekhn. propahandy*, 1983, s.12-19.
8. **Ivanchenko H.M.** Pobudova rozviazuvalnykh rivnian napivanalitichnoho metodu skinchennykh elementiv dlia pryzmatychnykh til skladnoi formy / H.M. Ivanchenko, Yu.V. Maksymiuk, A.A. Kozak, I.Iu. Martyniuk // *Upravlinnia rozvytkom skladnykh system: Nauk.-tekhn. zbirn.* – K.: *KNUBA*, 2021 – Vyp.46 – S. 55-62.

9. **Kantor B.Ia., Hnylko V.Y.** Ob odnom metode yzucheniya napriazhenno-deformirovannogo sostoiانيا tonkostennykh konstruktsyi vrashcheniya tsyklychesky neodnorodnykh v okruzhnom napravlenyy. – Kharkov: Yzd. AN USSR, *Ynstitut problem mashynostroeniya, 1982, preprint-171, 20 s.*
10. **Kantor B.Ia., Mytkevych V.M.** Эффеk-тивний метод опpеделения napriazhenno-deformirovannogo sostoiانيا konstruktsyi iz obolohek ili tel vrashcheniya, podkrepennykh rehuliarnoi systemoi radyalnykh plastyn pry nesymmetrychnom radyalno-osevom nahruzhenyy. – *Kharkov, 1985, 15 s. – Rukopys dep. v VYNYTY, 1985, №2484-85 Dep.*
11. **Kelyn V.Y., Poliakov Yu.F.** Sochetanye analytycheskoho y chyslennoho metodov pry reshenyy odnogo klassa trekh-ernykh zadach teoryy upruhosty. – *Lenynhrad, 1985, 10 s. – Rukopys dep. v VYNY-TY, 1985, № 5462-85 Dep.*
12. **Kuranov B.A., Konchakov N.Y.** Температурные napriazheniya v rezervuare dlia khraneniya szhyzhennoho haza. – *Raschety na prochnost, 1980, вып. 21, s.216-224.*
13. **Kuranov B.A., Konchakov N.Y., Yhnateva Y.V.** Raschet sostavnykh konstruktivno-anizotropnykh obolohek. – *Raschety na prochnost, 1981, вып. 22, s.247-256.*
14. **Kuranov B.A., Konchakov N.Y., Turbayvskiy A.T., Bobel L.V.** Osobennosti rascheta sostavnykh tonkostennykh konstruktsyi. – *Raschety na prochnost, 1985, вып. 26, s.227-232.*
15. **Maksymiuk Yu.** Osoblyvosti vyvedennia formul dlia obchyslennia vuzlovykh reaktsii i koefitsientiv matrytsi zhorstkosti skinchenoho elementa z userednenymy mekhanichnymy i heometrychnymy parametramy /Yu. Maksymiuk, A. Kozak, I. Martyniuk, O. Maksymiuk // *Zb.nauk. prats Budivelni konstruktсии teoriia i praktyka. – 2021. – Vyp. 8. – S. 97–108.*
16. **Maksymiuk Yu.** Rozviazuvalni spivvidnoshennia momentnoi skhemy skinchenykh elementiv v zadachakh termoviazkopruzhnoplastychnoho deformuvannia / Yu. Maksymiuk, A. Kozak, O. Mak-symiuk // *Zb. nauk. prats Budivelni kons-truktсии teoriia i praktyka – 2019. – Vyp. 4. – S. 10–20.*
17. **Mytkevych V.M., Medvedovskaia T.F.** Napriazhenno-deformirovannoe sostoianye tonkostennykh konstruktsyi vrashcheniya. – *Problemy mashynostroeniya, 1976, вып. 2, s.21-26.*
18. **Savchenko V.H.** Ob odnom metode resheniya prostranstvennoi neosesymmetry-chnoi zadachy termoplastychnosti. – *Teplovye napriazheniya v elementakh konstruktsyi, 1978, вып. 18, s.24-29.*
19. **Sakharov A.S., Huliar A.Y., Topor A.H.** Chyslennoe reshenye zadach termoup-ruhoho ravnovesiia neosesymmetrychno nahruzhenykh tel vrashcheniya. – *Prykladnaia mekhanika, 1986, № 6, s.7-13.*
20. **Slezyna N.H.** Raschet obolohek vra-shcheniya v usloviakh neosesymmetrychnoho nahruzheniya s uchetom deformatsyi pope-rechnoho sdvyha. – *Trudy LKY, 1977, вып. 116, s.74-81.*
21. **Toropova Y.L.** K raschetu upruhykh tonkostennykh konstruktsyi vrashcheniya pry lokalnom nahruzhenyy. – *Prykladnye problemy prochnosti y plastychnosti, 1982, вып. 20, s.52-60.*
22. **Maksimyuk Yu.V.** Basic relations for physically and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies / Yu.V. Maksimyuk, S.O. Pyskunov, AA Shkril', O.V. Maksimyuk // *Resistance of materials and theory of constructions - 2020. - Issue. 104. - P. 255–264.*
23. **Schultchen E., Ulonska H., Wurmnest W.** Statistic calculation of rotational beacons under beliebiger non-rotational symmetrical loading with the ANTRAS program system - Rot. - *Techn. Mitt. Krupp. Forsch., 1977, № 2, pp.113-126.*
24. **Tanz H. –U., Tuns H.T., Wurmnest W.** Statische Berechnung von Rotationsschalen unter beliebiger nichtrotationssymmetrischer Belastung mit dem Programmsystem ANTRAS. – *Tech. Mitt. Krupp. Forsch. BRD. 1978, № 3, s.111-126.*
25. **Weese W.** Berechuug nichtrotatijns symmetrisch belasteter Zylindrischer Korper auf der Yrundlage der Fourierreihendarstellnd nach der Uethode der finite Elemente. – *Wiss. Z. Teehn. Hochsch, 1975, 18, 6-7, s.635-642.*
26. **Wilson E.L.** Structural Analysis of Axi-Symmetric solids. – *TAIAA, 1965, v.3, № 126 p.2269-2274.*
27. **Winnicki L.A., Zienkiewicz O.C.** Plastic (of visco-plastic) behavior of axisymmetric bodies subjected to non-symmetric loading-semi-analytical fical finite element solution. – *Tut. T. Num. Meth. Eng. USA, 1979, v.14, № 9, p.1399-1412.*

**NODAL REACTIONS AND
COEFFICIENTS OF THE STIFFNESS
MATRIX OF A FINITE ELEMENT
BASED ON THE REPRESENTATION OF
DISPLACEMENTS BY POLYNOMIALS**

*Yurii MAKSYMIUK,
Oleksii SHKRYL,
Ivan MARTYNIUK,
Vladyslav BUCHKO*

Abstract. The study of prismatic bodies with constants along one of the coordinates of mechanical and geometric parameters is most appropriate to conduct on the basis of the semi-analytical finite element method (NMSE). Its essence is a combination of finite element sampling and decomposition of displacements in the characteristic direction by a system of trigonometric coordinate functions.

In [8, 15], a variant of the semianalytic finite element method for the calculation of prismatic bodies when used as a system of coordinate functions of Fourier series was developed. The use of trigonometric series provides maximum efficiency of the semi-analytical finite element method, however, only the boundary conditions corresponding to the object's support on an

absolutely rigid in its plane and flexible diaphragm can be satisfied at the ends of the body.

As a result of the performed researches, the basis of the representation of displacements by polynomials is obtained, which allows to significantly expand the range of boundary conditions at the ends of the body. In this case, it is not possible to reduce the solution of the initial spatial boundary value problem to a sequence of two-dimensional problems, so a reasonable choice of appropriate polynomials becomes especially important.

Both the conditionality of the matrix of the system of separate equations and, consequently, the convergence of integration algorithms for its solution, and the universality of the approach to the possibility of satisfying different variants of boundary conditions at the ends of the body depend on their correct choice.

In addition, the question of methods of integration in the calculation of the coefficients of the stiffness matrix of a finite element (CE), which is quite common, due to the significant complexity of this procedure.

Keywords. Finite element method (FEM); semi-analytic finite element method (SFEM); prismatic finite element (CE1; massive; thin-walled prismatic bodies; vector of nodal reactions, stiffness matrix coefficients.

Стаття надійшла до редакції 28.10.21

ВПЛИВ РОБОТИ ТЕХНОЛОГІЧНОГО ОБЛАДНАННЯ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ЦЕГЛЯНОЇ БУДІВЛІ З СТАЛЕФІБРОБЕТОННИМИ ПЛИТАМИ 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: 10.32347/2522-4182.9.2021.63-71

Анотація. У сучасних умовах, експлуатація будівель, споруд та їх елементів неможлива без урахування динамічних впливів різного характеру. У виробничому процесі завжди має місце технологічне обладнання, що стає джерелом вібрацій, ударів і тд.

У даній статті наведені чисельні дослідження елементів несучих конструкцій сталевібробетонних перекриттів і цегляних стін скінчено-елементної моделі (далі СЕМ) існуючої промислової будівлі.

Побудова СЕМ цегляної промислової будівлі виконана в обчислювальному комплексі на основі фактичних обмірних креслень, з урахуванням результатів інструментального обстеження будівлі. Далі проводився збір статичних навантажень, що створюватиме маси для виконання чисельного дослідження вільних коливань загальної системи.

Наступний крок полягав у статичному розрахунок СЕМ від власної ваги конструкцій та маси влаштованого обладнання на стінах і перекриття споруди та визначення спектру власних коливань чисельної моделі споруди та порівняння отриманих значень чисельного дослідження із натурними вимірами.

У якості динамічного критерію для оцінки стану несучих конструкцій споруди були використані значення власних частот коливань, їх фактичного заміру на різних поверххах існуючої будівлі.

Отримані дані будуть використанні для оцінки напруженого стану фібробетонних плит в реальних умовах експлуатації.



Олег СКОРУК
асистент кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій

Ключові слова. Фібра; фібробетонні конструкції; несуча здатність; деформації; скінчено-елементна модель.

ВСТУП

Промислові будівлі і споруди різного призначення зазнають дії динамічних навантажень, що має складний характер роботи та супроводжується знакозмінним навантаженням. Дані навантаження в залежності від способу розміщення, влаштування і кріплення влаштовуються на стінах чи перекриттях передаються на будівельні конструкції та викликає внесення змін у їх роботу.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідження напружено-деформованого стану конструкцій будівлі від роботи влаштованого технологічного обладнання на поверххах цегляної чотириповерхової промислової будівлі.

ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

Задачі, що вирішувалися в процесі виконання чисельного дослідження:

1. Побудова скінчено-елементної моделі (далі СЕМ) будівлі.
2. Збір статичних навантажень, що можуть створити маси для виконання чисельного дослідження вільних коливань системи.
3. Статичний розрахунок СЕМ від власної ваги конструкцій та маси обладнання.
4. Визначення спектру власних коливань чисельної моделі споруди та порівняння отриманих значень чисельного дослідження із натурними вимірами.

5. Розробка висновків щодо несучої здатності елементів будівлі та рекомендацій з усунення вібраційного впливу від роботи двигунів технологічного обладнання на споруду.

ПОБУДОВА СКІНЧЕНО-ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ БУДІВЛІ

Побудова СЕМ цегляної промислової будівлі виконана в обчислювальному комплексі на основі обмірних креслень, наданих Замовником з урахуванням результатів інструментального обстеження будівлі.

Загальний вигляд моделі та жорсткості скінчених елементів наведені на рис. 1, 2.

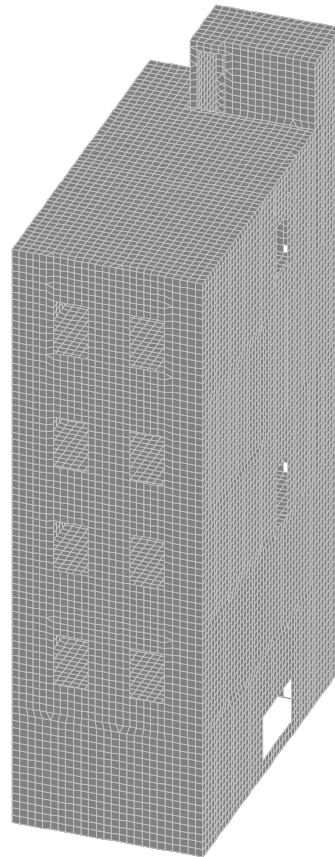


Рис.1. Розрахункова схема будівлі.

Fig.1. Estimated scheme of the building.

Стіни та плит перекриттів змодельовані 44 типом СЕ "4-кутною оболонкою", балки - 5-им типом СЕ "просторовими стержнем". Робота ґрунтової основи апроксимо-

вана за допомогою коефіцієнтів пастелі для стержневого елемента, обчислених на основі наданих результатів інженерно-геологічних вишукувань

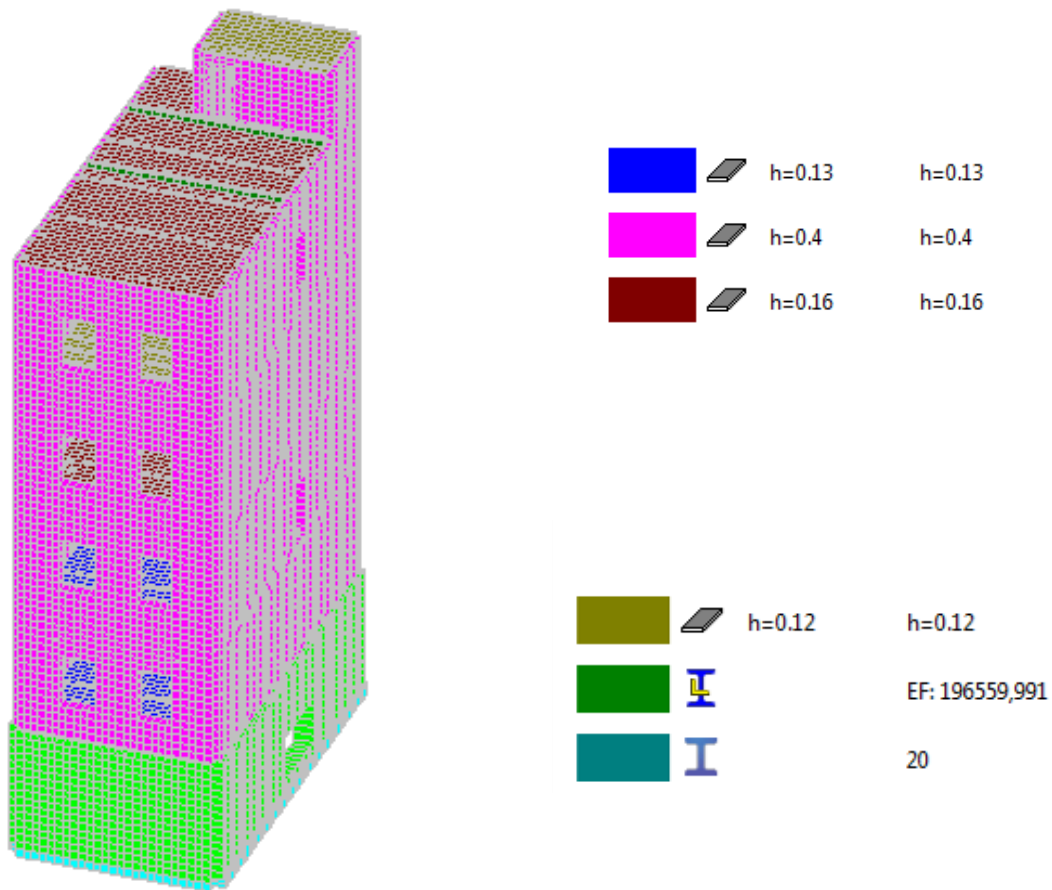


Рис.2. Жорсткості скінчених елементів моделі.
Fig.2. Stiffness of finite elements of the model.

ЗБІР СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Для виконання модального аналізу будівлі були задіяні маси, від наступних навантажень:

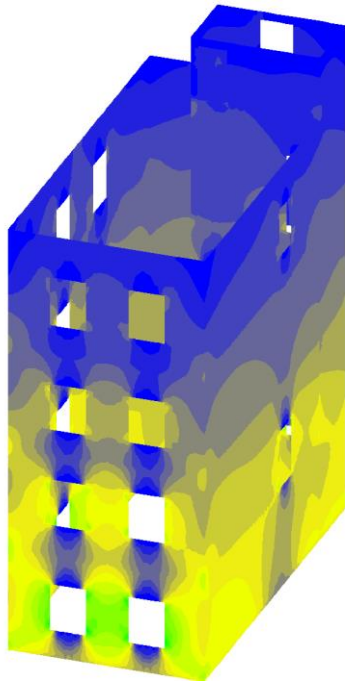
- власної ваги цегляної та бутової кладки стін товщиною 400 та 600 мм відповідно (790 кг/м^2 та 1400 кг/м^2);
- власна вага сталевібробетонних плит перекриттів та покриття товщиною від 120 до 160 мм (від 330 кг/м^2 до 440 кг/м^2);
- бетонні підоснови для розміщення технологічного обладнання (100 мм) та надбетонку над плитою покриття товщиною 80 мм (230 кг/м^2 та 220 кг/м^2);

- вага обладнання згідно технічних паспортів, наданих замовником. Розташування обладнання було уточнене за результатами обстеження.

Маси від снігового, вітрового та корисного навантаженні (персонал) при модальному аналізі не враховувалися.

СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК

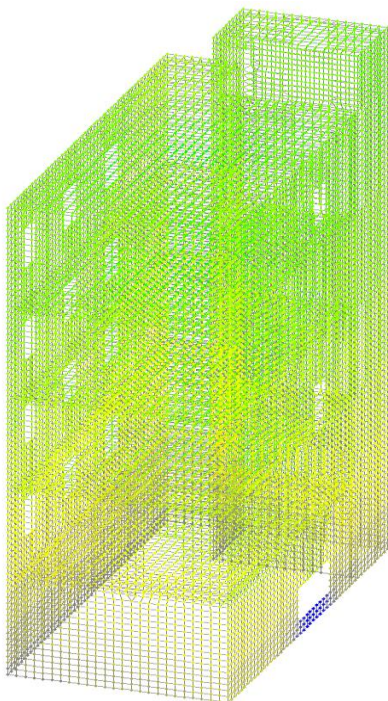
За результатом статичного розрахунку обчислені значення напружень в цегляних стінах будівлі (рис. 3), балках перекриття та покриття (1-а група граничних станів) та переміщення вузлів СЕМ (2-а група граничних станів)- див. рис. 4



Напруження σ_x (Па)			
-98.444	-92.057	-72.894	-66.506
-92.057	-85.669	-66.506	-60.118
-85.669	-79.281	-60.118	-53.73
-79.281	-72.894	-53.73	-47.343

-47.343	-40.955	-21.792	-15.404
-40.955	-34.567	-15.404	-9.016
-34.567	-28.179	-9.016	-2.628
-28.179	-21.792	-2.628	3.759

Рис.3. Розподіл напружень в цегляних стінах від сумарної дії статичних навантажень
Fig.3. Stress distribution in brick walls from the total action of static loads.



-21.906	-20.79	-17.44	-16.324
-20.79	-19.673	-16.324	-15.207
-19.673	-18.557	-15.207	-14.091
-18.557	-17.44	-14.091	-12.974

СП Z_{max} (мм)			
-30.838	-29.721	-26.372	-25.256
-29.721	-28.605	-25.256	-24.139
-28.605	-27.488	-24.139	-23.023
-27.488	-26.372	-23.023	-21.906

Рис. 4. Розрахункові значення вертикальних переміщень вузлів.
Fig.4. Estimated values of vertical displacements of nodes.

За результатами статичного розрахунку можна зробити висновок, що граничні значення напружень в цегляних стінах та сталевих балках перекриття не перевищують

нормативно допустимі (1 МПа для цегляної кладки з цегли марки М75 та розчину М25 та 235 МПа для сталі С245). Розрахункові переміщення теж перебувають в межах допустимих значень.

ВИЗНАЧЕННЯ СПЕКТРУ ВЛАСНИХ
КОЛИВАНЬ ЧИСЕЛЬНОЇ
МОДЕЛІ СПОРУДИ

За результатами динамічного розрахунку споруди отриманий спектр із перших двадцяти форм власних коливань, див. табл. 1:

Табл. 1. Спектр із перших двадцяти форм власних коливань
Table 1. The spectrum of the first twenty forms of natural oscillations

Загружение	Номер формы	Соб- ственное значение	Частоты		Период, сек	Модальные массы (%)			
			рад/сек	Гц		X	Y	Z	
Мода 1	1	0,248	4,04	0,643	1,555	68,432	0	0	
Мода 1	2	0,155	6,449	1,026	0,974	0	67,443	0	
Мода 1	3	0,066	15,176	2,415	0,414	0,022	0,033	0	
Мода 1	4	0,052	19,158	3,049	0,328	0	0,017	98,481	
Мода 1	5	0,043	23,442	3,731	0,268	20,2	0,368	0	
Мода 1	6	0,037	27,064	4,307	0,232	0,334	25,838	0,046	
Мода 1	7	0,024	42,327	6,737	0,148	1,046	0,016	0	
Мода 1	8	0,023	44,385	7,064	0,142	3,1	0,037	0	
Мода 1	9	0,022	46,133	7,342	0,136	0,053	0	0	
Мода 1	10	0,019	52,13	8,297	0,121	0,549	0,048	0,017	
Мода 1	11	0,019	53,372	8,494	0,118	0	0,081	0,047	
Мода 1	12	0,018	54,928	8,742	0,114	0,021	0,781	0,223	
Мода 1	13	0,017	57,658	9,177	0,109	0,839	0,019	0	
Мода 1	14	0,017	58,362	9,289	0,108	0,043	1,97	0,069	
Мода 1	15	0,017	59,447	9,461	0,106	0	0	0	
Мода 1	16	0,016	62,204	9,9	0,101	0,536	0,112	0	
Мода 1	17	0,015	66,545	10,591	0,094	0	0	0,061	
Мода 1	18	0,015	67,836	10,796	0,093	0,334	0,088	0	
Мода 1	19	0,014	69,132	11,003	0,091	0	0	0,074	
Мода 1	20	0,014	69,841	11,116	0,09	0	0,146	0	
			Сумма модальных масс				100	100	100

Як видно з таблиці, по відсотку залучених мас, визначальними є 1, 2, 5 та 6 форми власних коливань (див. рис. 5...8). Частоти означених коливань складають 0,64;

1,03; 3,73; 4,31 Гц. Тобто частоти 5-ї та 6-ї форм за значеннями близькі до вимірних коливань будівлі сушарки при мінімальній динамічній дії обладнання. Отже, побудована скінчено-елементна модель споруди є

цілком вірогідною і може бути використана при чисельному дослідженні динамічних

параметрів.

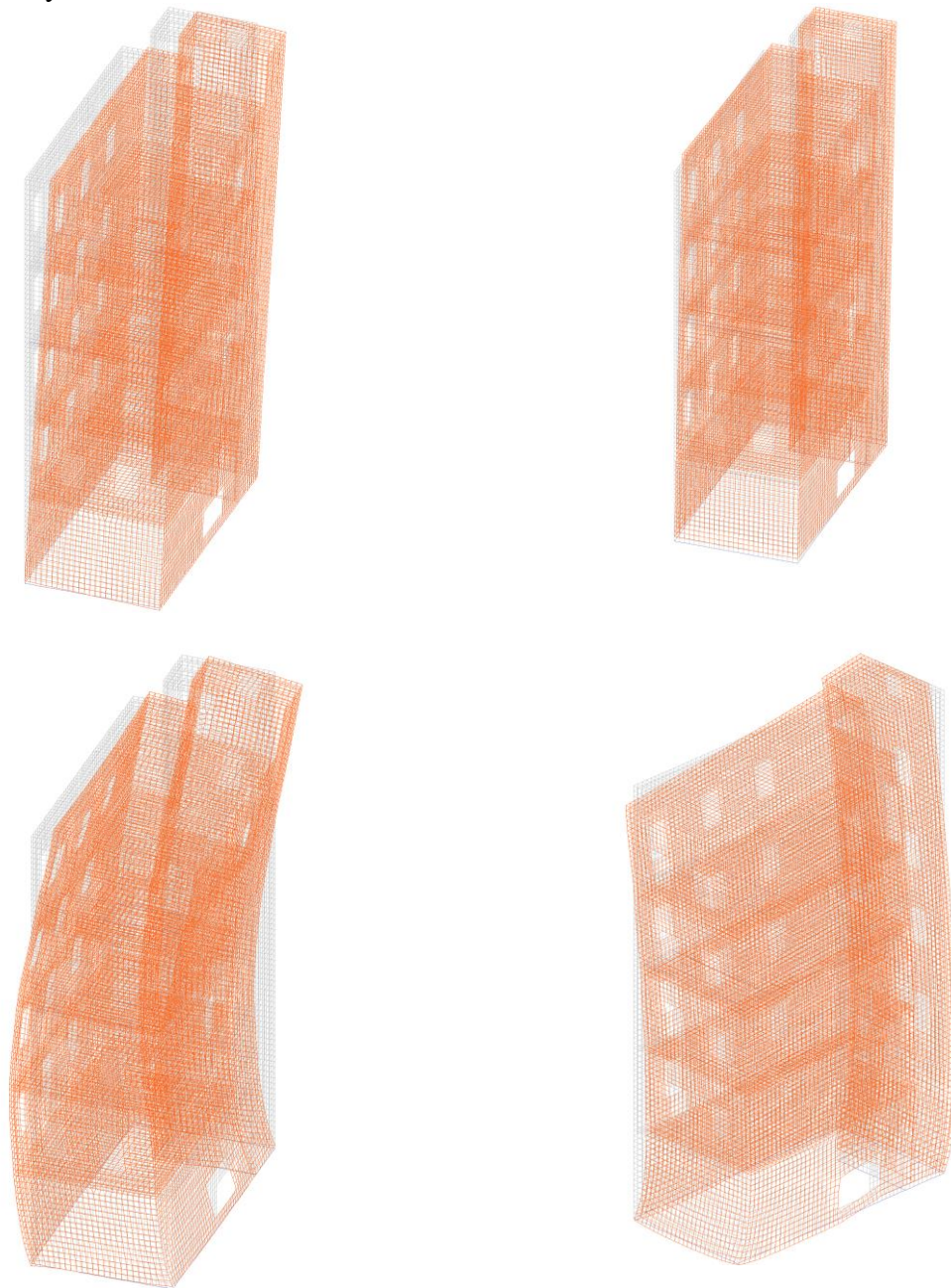


Рис.5. Перша, 2, 5 та 6 форми власних коливань будівлі.

Fig.5. The first, 2, 5 and 6 forms of natural oscillations of the building

Окрему увагу слід звернути на форми власних коливань №7, 19 та 20. Вони характерні проявом збурень в плиті перекриття на відм. + 11,260 та поперечній зовнішній стіні 4-го поверху по осі. Частоти означених форм коливань за величиною близькі до пікових значень, зафіксованих під час натурних вимірів при працюючому технологічному обладнанні.

Тобто на цих частотах можливий прояв явища резонансу для плити перекриття та стіни по осі А 4-го поверху.

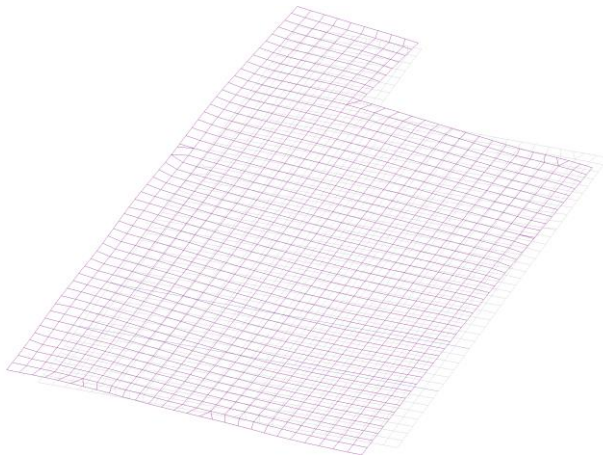


Рис.6. Коливання плити перекриття 7-а форма.
Fig.6. Oscillations of the floor slab 7th form.

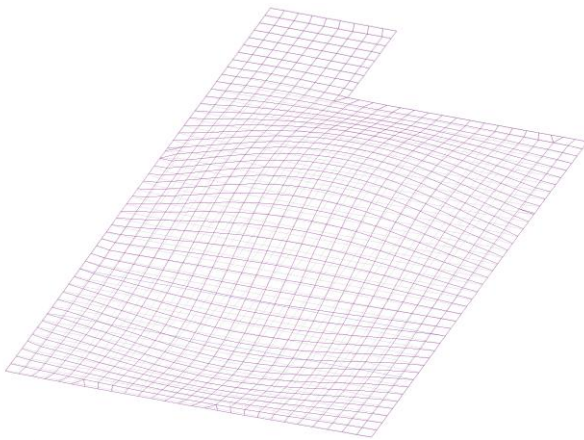


Рис.7. Коливання плити перекриття 19-а форма.
Fig.7. Oscillations of the floor slab 19th form

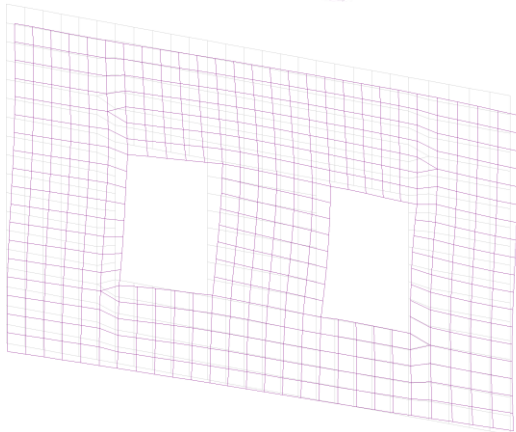


Рис.8. Коливання стіни 4-го поверху 20-а форма.
Fig.8. Oscillations of the wall of the 4th floor 20th form.

ВИСНОВКИ

1. За результатом статичного розрахунку несуча здатність основних конструктивних елементів будівлі (стін та балок перекриття) є забезпеченою від дії статичних навантажень.
2. Динамічний розрахунок споруди за розкладом на власні коливання виявив загрозу появи явища резонансу для плити

перекриття на відм. +11,260 та поперечної стіни 4-го поверху.

3. Згідно результатів інструментального обстеження технічного стану конструкцій відчутні коливання елементів споруди, що з'являються під час роботи норії №8, в якій є візуальні ознаки несправності редуктора та відсутні демпферні пристрої.
4. Зважаючи на зазначене вище, рекомендовано відновити нормальний експлуата-

ційний стан обладнання (редуктора норії № 8) та встановити антивібраційні прокладки під опорну конструкцію обкладання.

5. По результатам розрахунку, як видно з таблиці 1, по відсотку залучених мас, визначальними є 1, 2, 5 та 6 форми власних коливань (див. рис. 5....8). Тобто частоти 5-ї та 6-ї форм за значеннями близькі до натурно виміряних коливань будівлі сушарки при мінімальній динамічній дії обладнання.

6. Побудована скінчено-елементна модель споруди є цілком вірогідною і може бути використана при чисельному дослідженні динамічних параметрів та близько до натурних дослідень.

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. **Giampaolo Cicogna.** Symmetry and Perturbation Theory in Nonlinear Dynamics. *Giampaolo Cicogna, Giuseppe Gaeta. Berlin, Springer, 1999. P. 208.*
3. **Chong Zhen, Shakir Jiffri, Daochun Li, Jinwu Xiang, John E. Mottershead.** Feedback linearisation of nonlinear vibration problems: A new formulation by the method of receptances. *Vol.98.2018. P. 1056–1065.*
4. **ІАС-G18:04/2010.** Guideline for the formulation of Scopes of Accreditation for Laboratories. 2010. 13p.
5. **ДБН В.2.6-98:2009.** Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіон України, 2011. – 71 с.
6. **В. Колякова** (2020). Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика» // *Будівельні конструкції. Теорія і практика.* Зб. наук праць. - Київ: вип.6, 2020. - С. 114-118.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118>
7. **Барашиков А. Я.** Напружено деформований стан бетонних плит при короткочасному двовісному стиску / А. Я. Барашиков, В. Д. Кріпак, В. М. Колякова. // *Збірник наукових*

праць Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне.-РДТУ. – 2003. – №20. – С. 112–115.

8. **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
9. **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.*
10. **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.
11. **Скорук О.М., Чорний І.В., Татарченко Г.О.** Прогини тонких сталевібробетонних плит опертих по контуру. *Наукові вісті Давілівського університету № 12, 2017.*
12. **Скорук О.М.** Деформативність сталевібробетонних плит опертих по контуру при повторних навантаженнях. *Підводні технології № 1, 2015.*
13. **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.*
14. **Скорук О.М.** Дослідження динамічного впливу від технологічного обладнання на роботу сталевібробетонних плит перекриття // *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 7. - С. 121-128.*

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. **Giampaolo Cicogna.** Symmetry and Perturbation Theory in Nonlinear Dynamics. *Giampaolo Cicogna, Giuseppe Gaeta. Berlin, Springer, 1999. P. 208.*
3. **Chong Zhen, Shakir Jiffri, Daochun Li, Jinwu Xiang, John E. Mottershead.** Feedback linearisation of nonlinear vibration problems: A new formulation by the method of receptances. *Vol.98.2018. P. 1056–1065.*

4. **ILAC-G18:04/2010.** Guideline for the formulation of Scopes of Accreditation for Laboratories. 2010. 13p.
5. **DBN V.2.6-98:2009.** Betonni ta zalizobetonni konstruksii. Osnovni polozhennia. – K.: Minrehion Ukrainy, 2011. – 71 s
6. **Koliakova V.M.** (2020) Pro vymohy shchodo statei, yaki publikuiutsia u zbirnyku naukovykh prats «Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka» // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka: zb. nauk. pr. Kyiv, KNUBA, 2020. Vyp. 6. S. 114-118.*
7. **Barashykov A. Ya.** Napruzhenno deformovanyi stan betonnykh plyt pry korotkochasnomu dvo-visnomu stysku / A. Ya. Barashykov, V. D. Kripak, V. M. Koliakova. // *Zbirnyk naukovykh prats Resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy. Rivne.-RDTU. – 2003. – №20. – S. 112–115.*
8. **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*
9. **Smorkalov D. V.** Doslidzhennia prohyniv plyt, opertykh po konturu // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats - Kyiv : KNUBA, 2017. - Vyp. 1. - S. 136-143.*
10. **DBN B V.3.1-2:2016.** Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhuvalnykh budivelnykh konstruksii ta osnov budivel i sporud. – K.: DP «UkrNDNTs» 2017. – 68 s.
11. **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.*
12. **Skoruk O.N.** Deformability of reinforced concrete slabs supported on the contour under repeated loads. *Underwater technologies № 1, 2015.*
13. **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.*
14. **Skoruk O.N.** Research of dynamic influence from technological equipment on work of reinforced concrete slabs of overlapping // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka : zb.*

nauk. prats - Kyiv : KNUBA, 2020. - Vyp. 7. - S. 121-128.

INFLUENCE OF OPERATION OF TECHNOLOGICAL EQUIPMENT ON THE STRESS-STRAIN STATE OF LOAD-BEARING STRUCTURES OF A BRICK BUILDING WITH REINFORCED CONCRETE SLABS

Oleg SKORUK

Summary. In modern conditions, the operation of buildings, structures and their elements is impossible without taking into account the dynamic effects of different nature. In the production process there is always technological equipment that becomes a source of vibration, shock, etc.

This article presents frontal studies of the elements of load-bearing structures of reinforced concrete floors and brick walls of the finite element model of the existing industrial building.

The construction of the SEM brick industrial building was performed in the computer system on the basis of actual measurement drawings, taking into account the results of the instrumental survey of the building. Next, static loads were collected, which will create masses to perform a numerical study of free oscillations of the general system.

The next step was to statically calculate the CEM from the own weight of structures and the mass of the equipment on the walls and ceiling of the structure and determine the spectrum of natural oscillations of the numerical model of the structure and compare the obtained values of numerical research with field measurements.

As a dynamic criterion for assessing the condition of the load-bearing structures of the building were used values of natural frequencies of oscillations, their actual measurement on different floors of the existing building.

The obtained data will be used to assess the stress state of reinforced concrete slabs in real operating conditions..

Keywords. Fiber; fiber concrete structures; load-bearing capacity; deformations; finite element model.

Стаття надійшла до редакції 01.11.21

АРМУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВИНИ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ, СТАН І ПЕРСПЕКТИВИ

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>

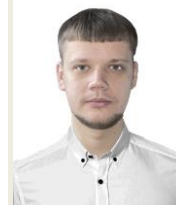
²kolya.komar0519@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-3631-8999>

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.72-80

Анотація. На сьогодні в будівельній галузі все більше з'являється потреба впровадження екологічного міського простору та використання матеріалів з відновлювального природного ресурсу, одним з таких будівельних матеріалів з стародавніх часів була деревина. В усьому світі з стародавніх часів за допомогою дерев'яних конструкцій зводилися храми, замки, будинки, мости та інші споруди. Велика кількість будівель і споруд з деревини успішно функціонують вже 300 - 400 років і служать яскравими прикладами довговічності цих конструкцій. В наші дні дерев'яне будівництво стрімко розвивається з розвитком нових технологій. Адже новинки технологій деревообробки дозволяють отримати зрощений масив дерева, що вирішує багато різноманітних питань деревини як конструкційного матеріалу. Останнім часом, особливо розповсюдження, набули конструкції з клеєної деревини (ККД), конструкції з якою часто застосовують для перекриття великих прольотів (більш ніж 100 м) та конструкції з поперечно-клеєної деревини (ПКД) або CLT (cross laminated timber), які складаються з непарної кількості шарів дошок зі взаємно перпендикулярним їх розташуванням у суміжних шарах. З ПКД виготовляються панелі які використовуються в панельному та панельно-каркасному будівництві споруд різної складності архітектурної форми та поверховості. В роботах [1-3] більш докладно викладені дослідження ККД та ПКД та методики їх розрахунку. Проте, деякі будівельні вимоги, наприклад умови обмеження будівельної висоти, коли застосування порівняно великих перерізів конструкцій з клеєної деревини, розрахованих з додержанням вимог граничних станів, є неможливим. Тому все більшої актуальності набуває пошук і дослідження модифікованих ККД, в



Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ
професор кафедри металевих та дерев'яних конструкцій
д.т.н., доцент.



Микола КОМАР
аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

тому числі армованих, для збільшення несучої здатності при зменшенні їхнього поперечного перерізу. Ця публікація присвячена огляду проведених досліджень армованих та підсиленних композитними матеріалами різноманітних ККД.

Ключові слова. Клеєна деревина; конструкції з клеєної деревини; армування; підсилення; арматура; композитна арматура; композитні стрічки.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Світовий досвід впровадження будівельних конструкцій з клеєної деревини, підтверджує доцільність їх використання [1-3]. Насамперед використання їх для перекриття середніх, великих і навіть дуже великих прольотів (більш ніж 100 м). Цьому сприяє той факт, що клеєна деревина ефективно поєднує в собі позитивні властивості деревини, в першу чергу, це відносно висока міцність при досить малій густині, що в

значній мірі нівелює недоліки цільної деревини. Одним із напрямів покращення ККД є їх армування. Тому проведення аналізу досліджень армованих ККД та армування конструкцій новітніми композитними матеріалами, допоможе в майбутньому вдосконалити та розширити сферу їхнього застосування.

Мета цієї роботи полягає в аналізі досліджень армованих конструкцій з клеєної деревини, інших конструкцій підсилені новітніми композитними матеріалами та існуючому досвіду підсилення композитними матеріалами ККД. Що допоможе в подальшому збільшити діапазон використання композитних матеріалів для покращення несучої здатності не тільки ККД прямокутного перерізу як балки, а і інших розповсюджених конструкцій (панелей з ПКД, рам, арок та інш.).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

1. Армовані конструкції з клеєної деревини:

- Підручник Иванова В.А., Клименко В.З. «Конструкции из дерева и пластмасс», [1], в якому пункт 52 «Армовані дощато-клеєні балки» присвячений тому, що армування збільшує несучу здатність, жорсткість та надійність дерев'яних балок. Найбільш ефективним є армування розтягнутої та стиснутої зон. При коефіцієнті армування 1-3% міцність та жорсткість збільшуються в 1,4-3,2 рази. В пункті рекомендуються використання стержневої гарячекатаної арматури періодичного профілю зі сталі класу А-II, А-III, А-IV (А300С, А400С-А500С, А600С відповідно). Арматура вкладається в пази, в які далі заливається епоксидний клей з наповнювачем та виконується запресування пакету. Також запропоновано виконувати розрахунок армованих балок на міцність за нормальними та дотичними напруженнями, та зазначені формули для визначення геометричних характеристик поперечного перерізу для балок з подвійним армуванням;

- Посібник Гринь И.М. «Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов» [2]. В пункті 5.3. «Клеєні балки армовані сталевими стержнями» йдеться, що армовані балки з клеєної деревини використовуються в випадках, коли необхідно збільшити несучу здатність або зменшити деформативність балок в умовах обмеженої будівельної висоти, або зменшити витрати деревини. Такі балки ефективні при великих прольотах та дії значних навантажень. Як і в попередньому підручнику [1] запропоновано використовувати стержнюву гарячекатану арматуру періодичного профілю зі сталі класу А-II, А-III, А-IV (А300С, А400С-А500С, А600С відповідно) в межах 1-3% площі поперечного перерізу балки, а також використання стержнів або стрічок одно напрямлених склопластиків (1-5%). Армуються балки в розтягнутій та стиснутих зонах (симетричне армування), або тільки в розтягнутій зоні (одинарне армування). Далі описано метод виконання пазів для арматури та безпосередньо її укладання. Та наведено схему конструктивного розрахунку армованих балок;

- Підручник Калугина А. В. «Деревянные конструкции» [4]. В пункті 6.8. «Армовані клеєні дерев'яні балки» вказано, що дослідження в області армованих конструкцій з клеєної деревини проводяться в Росії, Фінляндії, Швеції, Германії, США. Що основними перевагами армованих балок є збільшена несуча здатність та жорсткість балок, зменшення висоти поперечного перерізу конструкцій, економія якісної деревини до 15%. До недоліків таких конструкцій автор відносить збільшення трудомісткості та вартості виготовлення. Наведені основні схеми армування балок та їх поперечних перерізів (рис.1). Зазначено, що технологія виготовлення армованих ККД відрізняється від технології звичайних ККД появою додаткової операції вклеювання арматурних стержнів та висвітлено її алгоритм. Зазначені основні правила конструювання армованих балок та визначенні особливості їхнього розрахунку.

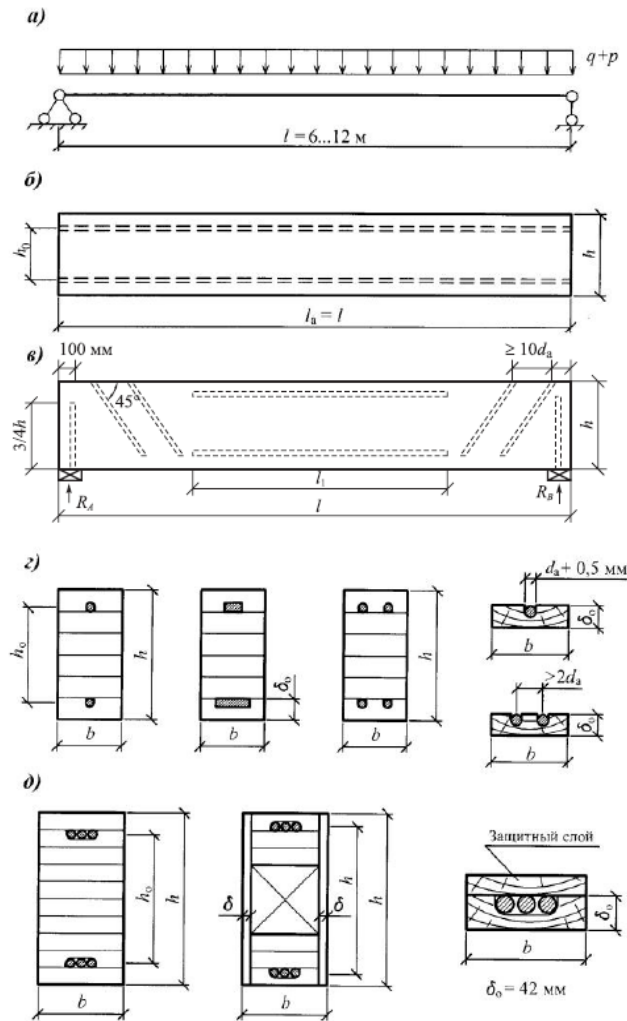


Рис.1. Армування клеєної дерев'яної балки: *a* – схема прикладання навантажень; *б* – схема армування балки одиночними стрижнями; *в* – схема армування балки; *г* – типи поперечних перерізів з одиночним армуванням; *д* – типи поперечних перерізів з груповим армуванням. [4].

Fig.1. Reinforcement of glued wooden beam: *a* - scheme of application of loads; *b* - scheme of reinforcement of the beam by single rods; *c* - the scheme of reinforcement of a beam; *d* - types of cross-sections with single reinforcement; *e* - types of cross sections with group reinforcement. [4].

• Дисертація, Сурмай М.І., «Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою» [5]. Автор дисертації досліджує міцність та деформативність балок з клеєної деревини армованих композитною арматурою. В його дисертаційній роботі досліджено сумісну роботу деревини з композитною арматурою на епоксидному клею. В роботі визначені формули для довжини анкерування арматури в балках з клеєної деревини та уточнено інженерну методику розрахунку таких балок. Автор висвітлив експериментальні та числові дослідження напружено-деформованого стану

армованих балок з клеєної деревини при роботі на згин та вивів коефіцієнт зменшення прогину для розрахунку балок у ПК «ЛИРА». Надав рекомендації для проектування та виготовлення армованих конструкцій з клеєної деревини.)

• Стаття Д. В. Михайловський, М. А. Комар. «Інженерна методика розрахунку елементів з клеєної деревини, армованої композитною арматурою» [6]. Автори в статті ставили перед собою завдання розробити інженерну методику розрахунку елементів з клеєної деревини армованої композитною арматурою (рис.2.). В роботі представлено методику яка полягає в засто-

суванні до стандартних формул розрахунку приведених характеристик поперечного перерізу: приведених площі, моменту опору та моменту інерції. Було запропоновано для розрахунку балок з клеєної деревини армованих композитною арматурою за експлуатаційною придатністю (другим граничним станом) використовувати, також, приведений модуль пружності перерізу дошок зовнішніх шарів, в яких і будуть спостерігатись максимальні нормальні напруження. Для аналізу даної методики було виконано порівняння чисельних досліджень балок одного класу міцності з клеєної деревини та з клеєної деревини армованих композитною арматурою з застосуванням аналітичних методик розрахунку та за допомогою програмного комплексу (ПК) ЛІРА-

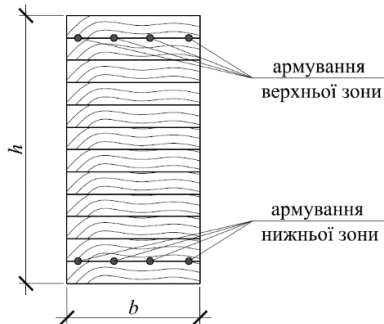


Рис.2. Поперечний переріз елемента з клеєної деревини, армованого композитною арматурою в нижній зоні [6].

Fig.2. Cross section of glued laminated timber element reinforced with composite reinforcement in the lower zone [6].

2. Роботи про підсилення композитними стрічками інших конструкцій:

- Підручник Шилин А.А., Пшеничний В.А. Картузов Д.В. «Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами» [7] Підручник по підсиленню залізобетонних конструкцій композитними матеріалами. В ньому викладені основи проектування та технології зовнішнього армування залізобетонних конструкцій сучасними композитними матеріалами на основі вуглеводних, арамідних та скловолокон. Викладені основні положення по проектуванню підсилення згинальних залізобетонних конструкцій за першою та другою групами граничних станів. Приведена технологія підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами нового покоління. Розглянуті питання якості виконання робіт, вимоги до вихідних матеріалів та умови виконання

САПР методом скінченних елементів (МСЕ) із використанням плоских скінченних елементів (СЕ). В роботі доведено, що аналітичний розрахунок елементів прямокутного перерізу з клеєної деревини армованих композитною арматурою рекомендується проводити за запропонованою методикою, яка дозволяє врахувати товщину і механічні характеристики матеріалів з яких складається поперечний переріз елемента. Також встановлено, що моделювання таких конструкцій можливе стержневими елементами з наданням їм приведенного модуля пружності, що суттєво спрощує розрахунок складних стержневих систем.

робіт по підсиленню, а також вимоги по обов'язковому моніторингу підсиленої конструкції. Проаналізовано досвід роботи ЗАО «Триада-Холдинг» по підсиленню залізобетонних конструкцій композитними матеріалами. Посібник призначений для інженерно-технічних працівників проектних та конструкторських організацій, які займаються питаннями ремонту та реконструкції різних будівельних конструкцій .

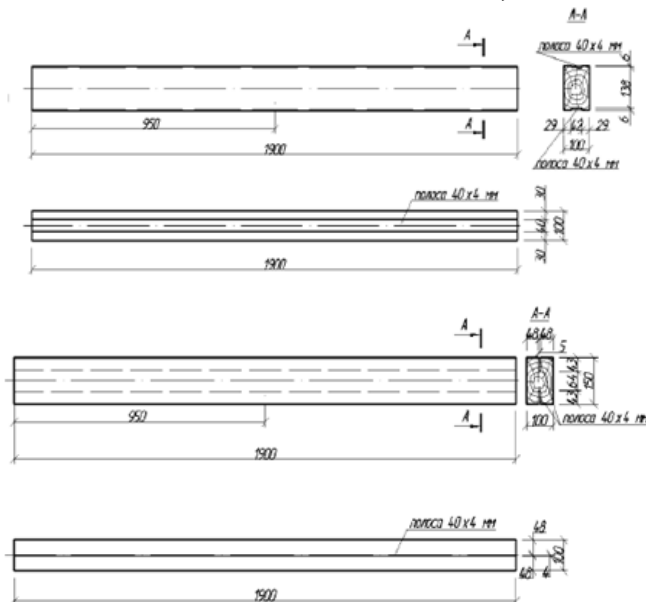
- Стаття Зятюк Ю. Ю. Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми Sika). [8] У даній статті наведено технологію підсилення залізобетонних балок наклеюванням композитів з вуглецевих волокон в розтягнутій зоні елемента

- Стаття О.В. Панченко, О.Д. Журавський, «Оцінка міцності закріплення і обґрунтування способу наклеювання та анкерування композитної стрічки на бетон» [9].

У статті наведено результати експериментальних досліджень міцності закріплення композиційної стрічки на бетон при статичних та циклічних розтягуючих навантаженнях.

3. *Роботи з використанням композитних стрічок та конструкцій з клеєної деревини:*

- Стаття Башинський О.І., Бондарчук Т.Б., Пелешко М.З. «Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою» [10] Стаття авторів висвітлює питанням несучої здатності та вогнестійкості армованих дерев'яних конструкцій. За допомогою експериментальних досліджень показано, що



армування металевою стрічковою арматурою дерев'яних балок дає змогу збільшити майже в два рази їхню несучу здатність. Представлено три методи підсилення балки з клеєної деревини металевою стрічковою арматурою, а саме: балка армована металевою полосою 40x4мм, з'єднання якої виконувалося за допомогою епоксидного клею (рис.3.), балка армована металевою смугою 40x4 мм, поставленою на ребро, з'єднання якої виконувалося за допомогою епоксидного клею (рис.3а.) та балка армована металевою смугою 40x4мм, приєднання якої виконувалося за допомогою самонарізів (рис.2.).

Рис.3. Схема армування дослідних зразків серії II та IV. [10]

Fig.3. Scheme of reinforcement of prototypes of series II and IV. [10]

Рис.3а. Схема армування дослідних зразків серії III. [10]

Fig.3а. Scheme of reinforcement of prototypes of series III. [10]

Найбільш ефективним способом армування дерев'яних балок стрічковою арматурою виявився встановлення її вертикально в площині дії згинального моменту. Також виконано порівняння результатів теоретичних розрахунків за методикою запропонованою Клименком В.З. та експериментальними результатами. Ще показано, що підвищення межі вогнестійкості дерев'яних балок, армованих зовнішньою стрічковою арматурою досягається за допомогою вогнезахисного покриття Ендотерм ХТ 150.);

- Стаття Гомон С., Поліщук М., «Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини» [11]. Автори статті ставили перед собою завдання експериментально розглянути технологію виго-

товлення клеєних дерев'яних балок армованих стержневою арматурою та композитними стрічками (Рис.4). Роботу виконували з дерев'яною балкою армованою двома стержнями періодичного профілю Ø12 мм А500С, розташованих в стиснутій зоні в спеціальних пазах, та композитною вуглепластиковою стрічкою фірми Sika CarboDur S-512 наклеєною в розтягнутій зоні на двокомпонентний клей Sikadur-30 та заанкерованою на опорних ділянках за допомогою полотна з вуглецевих волокон SikaWrap-230С на двокомпонентному клею Sikadur-330 для уникнення відриву стрічки. Розроблено алгоритм виконання робіт. Детально розглянуто етапи приготування клеїв, підготовки та приклеювання полотна і

стрічки. Для фіксації результату, після виготовлення армованої балки на неї закріплювали тензодатчики в зоні чистого згину. Також вказані таблиці з фізико-механічними характеристиками клеїв, полотна та стрічки. Автори зробили висновки, що композитна арматура Sika CarboDur є

досить ефективним способом збільшити несучу здатність дерев'яних конструкцій, та рекомендували, що для досягнення позитивного результату потрібно дотримуватись технологічного режиму та виконувати основні вимоги підготовки матеріалів.

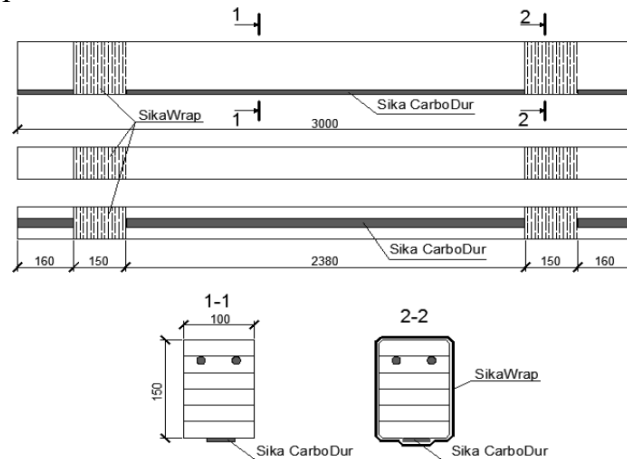


Рис.4. Схема армування дерев'яної клеєної балки композитною арматурою фірми Sika [11].

Fig.4. Scheme of reinforcement of a wooden glued beam with composite reinforcement of Sika firm [11].

4. Нормативні документи :

- У нормативних документах України ДСТУ-Б.В.2.6-217-2016 [12] та ДБН В.2.6-161:2017 [13] рекомендації щодо розрахунку чи інший, будь який, інженерний підхід до конструкцій з клеєної деревини, армованих композитними матеріалами, відсутній.

- Міжнародні стандарти/тести стрічок з вуглеводних волокон для підсилення залізобетонних конструкцій – складова частина систем Sika CarboDur:

Франція: CSTB - Avis Technique 3/10-669, SIK CARBODUR SIK WRAP.

Словачія: TSUS, Building Testing and research institutes, Technical Approval TO-09/0080, 2009: Systémy dodatočného zosilňovania konštrukcií Sika CarboDur® a SikaWrap® (Slovak).

Польща: Technical Approval ITB AT-15-5604/2011: Zestaw wyrobów Sika® CarboDur® do wzmacniania i napraw konstrukcji betonowych (Polish).

Польща: Technical Approval IBDiM Nr AT/2008-03-0336/1 „Płaskowniki. pręty, kształtki i maty kompozytowe do wzmacniania betonu o nazwie handlowej: Zestaw

materialów Sika® CarboDur® do wzmacniania konstrukcji obiektów mostowych (Polish).

Fib, Technical Report, bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, июль 2001 (Інтернаціональні).

США: ACI 440.2R-08, Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP Systems for strengthening concrete structures, июль 2008, (USA).

Великобританія: Concrete Society Technical Report No. 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite material, 2000 (UK).

Швейцарія: SIA 166, Klebebewehrungen, 2003 /2004 (CH).

Італія: CNR-DT 200/2004 - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Провівши аналіз досліджень в сфері армування конструкцій з клеєної деревини, інших конструкцій підсиленіх новітніми композитними матеріалами та невеликий

досвід підсилення композитними матеріалами конструкцій з клеєної деревини, можна зробити висновок, що проведений аналіз допоможе в подальшому збільшити межі використання композитних матеріалів для покращення несучої здатності не тільки ККД прямокутного перерізу, як балки, а і інших розповсюджених конструкцій (рам, арок тощо) та панелей з ПКД (рис. 5, рис. 6). Враховуючи, що в вітчизняних нормах [12, 13] відсутні розрахунки та вказівки по використанню, будь яких конструкцій з клеєної та поперечно-клеєної деревини армованих композитними матеріалами, це питання заслуговує на увагу та якнайшви-

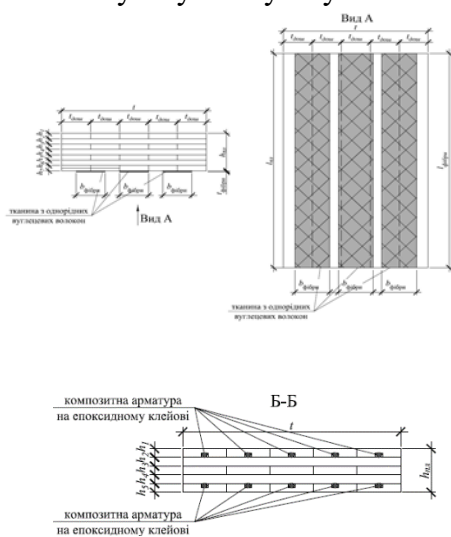


Рис. 6. Панелі з поперечно-клеєної деревини армовані ненапруженою композитною арматурою вкладеною в спеціальні пази дошок зовнішніх шарів, що працюють на стиск зі згином [15].

Fig. 6. Panels from cross-laminated timber are reinforced by unstressed composite armature enclosed in special grooves of the boards of the external layers working on compression with a bend [15].

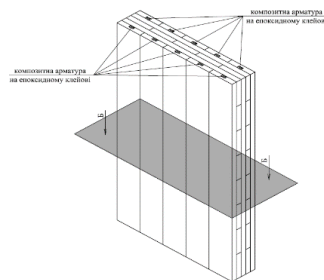
ЛІТЕРАТУРА

1. Конструкции из дерева и пластмасс. В.А. Иванов, В.З. Клименко. – Киев: Вища школа. Головное изд-во. 1983. – 279 с.
2. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет. Учеб. Пособие/ И. М. Гринь, К. Е. Джан-Темиров, В. И. Гринь. – 3-е изд., перераб. И доп. – К.: Выща шк., 1990. – 221 с.
3. Застосування деревини та деревинних матеріалів у будівництві. / Михайловский Д.В. // Международный информационно-
4. Деревянные конструкции: учеб. пособие/ А.В. Калугин. – Изд. 2-е, испрв. и доп. – М.:Изд-во АСВ, 2008. – 288 с.
5. Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою. / Сурмай М.І./ Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук // Національний університет «Львівська Політехніка» // на правах рукопису. Львів. 2015. – 185 с.
6. Інженерна методика розрахунку елементів з клеєної деревини, армованої компо-

дшого впровадження. Слід зазначити, що в нормативних документах Sika, різних країн є технічні рекомендації, по їхньому використанню тільки для залізобетонних конструкцій, хоча і прописана можливість застосування цих матеріалів і для конструкцій з деревини. Питання розробки інженерної методики розрахунку та практичних рекомендацій по використанню композитних матеріалів з КД та ПКД є досить актуальним і сприятиме підвищенню їх надійності та розширить діапазон їх використання при зведенні будівель і споруд різноманітного призначення.

Рис.5. Панелі з поперечно-клеєної деревини армовані композитними стрічками [14].

Fig.5. Panels from cross-laminated timber are reinforced with composite tapes[14].



- зитною арматурою / Михайловський Д. В., Комар М. А. // *Будівельні конструкції, теорія і практика №7 КНУБА, 2020. С. 93 - 100. – 128 с.*
<http://doi.org.10.32347/2522-4182.6.2020.93-100>
7. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. Шилин А. Л., Картузов Д. В. Москва: Стройиздат, 2007. 184 с.
 8. Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми Sika). /Зятюк Ю. Ю. //Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук. праць. Рівне, 2016. С. 466-475.
 9. Оцінка міцності закріплення і обґрунтування способу наклеювання та анкерування композитної стрічки на бетон / О. В. Панченко, О. Д. Журавський // *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць / Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. ; відп. ред. О. Д. Журавський. - Київ : КНУБА, 2018. - Вип. 2. - С. 209-218.*
 10. Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою / О. І. Башинський, Т.Б. Боднарчук, М.З. Пелешко // *Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності. - 2014. - № 9. - С. 184-189.*
 11. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. / Гомон С., Поліщук М., // *Вісник Львівського Національного Аграрного Університету Архітектура і сільськогосподарське будівництво № 20 - 2019 р. ст. 44-49.*
 12. ДСТУ-Б.В.2.6-217-2016 «Проектування будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини.» // - Київ, "Укранрхбудінформ" 2016. – 143 с.
 13. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення.» // - Київ, "Укранрхбудінформ" 2017. – 125 с.
 14. Панель з поперечно-клеєної деревини, армована композитними стрічками / заявники і власники: Київський національний університет будівництва і архітектури, Михайловський Д. В., Комар М. А., Комар А. А. // Патент на корисну модель № 147060 Україна, E04C 3/12 (2006.01). – № u2020 07240; заяв. 12.11.2020 ; опубл. 07.04.2021, Бюл. № 14.
 15. Панель з поперечно-клеєної деревини, армована композитною арматурою / заявники і власники: Київський національний університет будівництва і архітектури, Комар М. А., Комар А. А. // Патент на корисну модель № 147059 Україна, МПК E04C 3/02 (2006.01), E04C 3/12 (2006.01), E04C 3/14 (2006.01). – № u2020 07239; заяв. 12.11.2020 ; опубл. 07.04.2021, Бюл. № 14.

REFERENCES

1. Konstruktsyy yz dereva i plastmass. V.A. Yvanov, V.Z. Klymenko. – Kyev: Vyshcha shkola. Holovnoe yzd-vo. 1983. – 279 s.
2. Stroytelnye konstruktsyy iz dereva i syntetycheskykh materialov. Proektyrovanye i raschet. Ucheb. Posobye/ Y. M. Hryn, K. E. Dzhhan-Temyrov, V. Y. Hryn. – 3-e yzd., pererab. Y dop. – K.: Vishcha shk., 1990. – 221 s.
3. Zastosuvannia derevyny ta derevynnykh materialiv u budivnytstvi. / Mykhailovskiy D.V. // *Mezhdunarodnyi ynformatsyonno-tekhnicheskyy zhurnal Oborudovanye y ynstrument dlia professyonalov (derevoobrabotka) - №4 / 199. Kharkiv, 2017. S. 40 - 44.*
4. Dereviannie konstruktsyy: ucheb. posobye/ A.V. Kaluhyn. – Yzd. 2-e, ysprv. y dop. – M.:Yzd-vo ASV, 2008. – 288 s.
5. Mitsnist ta deformatyvnysh doshchatokleienykh balok armovanykh skloplastykovoio ta bazaltovoio armaturoio. / Surmai M.I./ *Dysertatsiia na zdobuttia naukovoho stupenia kandydata tekhnichnykh nauk // Natsionalnyi universytet «Lvivska Politehnika» // na pravakh rukopysu. Lviv. 2015. – 185 s.*
6. Inzhenerna metodyka rozrakhunku elementiv z kleienoio derevyny, armovanoi kompozytnoi armaturoio / Mykhailovskiy D. V., Komar M. A. // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka №7 KNUBA, 2020. S. 93 - 100. – 128 s.*
<http://doi.org.10.32347/2522-4182.6.2020.93-100>
7. Vneshnee armyrovanye zhelezobetonnykh konstruktsiy kompozytsyonnykh materialamy. /Shylyn A. L., Kartuzov D. V. Moskva: Stroiyzdat, 2007. 184 s.
8. Operatsiynist tekhnolohii vykonannia robit pry pidsylenni doslidnykh zalizobetonnykh zrazkiv (materialamy firmy Sika). /Ziatiuk Yu. // *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy: zb.nauk. prats. Rivne, 2016. S. 466-475.*

9. **Otsinka mitsnosti zakriplennia i obhru-
ntuvannia sposobu nakleivannia ta an-
keruvannia kompozytnoi strichky na beton** /
O. V. Panchenko, O. D. Zhuravskiy // *Budivelni
konstruksii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats
/ Kyiv : KNUBA, 2018. - Vyp. 2. - S. 209-218.*
10. **Nesucha zdatnist ta vohnestiikist
derevianykh balok armovanykh zovnish-
noiu strichkovoio armaturoiu** / O. I.
Bashynskiy, T.B. Bodnarchuk, M.Z. Peleshko // *Visnyk Lvivskoho derzhavnogo universytetu
bezpeky zhyttiediialnosti. - 2014. - № 9. - S.
184-189.*
11. **Vlashtuvannia kombinovanoho armuvannia
balok iz kleienoi derevyny.** / Homon S.,
Polishchuk M., // *Visnyk Lvivskoho Natsional-
nogo Ahrarnoho Universytetu Arkhitektura i
silskohospodarske budivnytstvo № 20 - 2019 r.
st. 44-49.*
12. **DSTU-B.V.2.6-217-2016** «Proektuvannia
budivelnykh konstruksii z tsilnoi i kleienoi
derevyny.» // - Kyiv, "Ukrarkhbudi-nform"
2016. – 143 s.
13. **DBN V.2.6-161:2017** «Dereviani konstruksii.
Osnovni polozhennia.» // - Kyiv,
"Ukrarkhbudininform" 2017. – 125 s.
14. **Panel z poperechno-kleienoi derevy-ny,
armovana kompozytnymy strichkamy** /
zaiavnyky i vlasnyky: Kyivskiy natsionalnyi
universytet budivnytstva i arkhitektury,
Mykhailovskiy D. V., Komar M. A., Komar A.
A. // *Patent na korysnu model № 147060
Ukraina, E04S 3/12 (2006.01). – № u2020
07240; zaiav. 12.11.2020 ; opubl. 07.04.2021,
Biul. № 14.*
15. **Panel z poperechno-kleienoi derevyny,
armovana kompozytnoio armaturoiu** /
zaiavnyky i vlasnyky: Kyivskiy natsionalnyi
universytet budivnytstva i arkhitektury, Komar
M. A., Komar A. A. // *Patent na korysnu model
№ 147059 Ukrai-na, MPK E04S 3/02
(2006.01), E04S 3/12 (2006.01), E04S 3/14
(2006.01). – № u2020 07239; zaiav. 12.11.2020
; opubl. 07.04.2021, Biul. № 14.*

REINFORCEMENT OF COMPOSITE WOODEN STRUCTURES MATERIALS, CONDITION AND PROSPECTS

Стаття надійшла до редакції 3.11.21.

Denis MYKHAYLOVSKYI,
Mykola KOMAR

Summary. Today, there is a growing need in the construction industry for the introduction of ecological urban space and the use of materials from renewable natural resources, one of such building materials from ancient times was wood. Temples, castles, houses, bridges and other structures have been erected all over the world since ancient times with the help of wooden structures. A large number of buildings and structures made of wood have been operating successfully for 300-400 years and are vivid examples of the durability of these structures. Nowadays, wooden construction is developing rapidly with the development of new technologies. After all, new woodworking technologies allow obtaining a spliced array of wood, which solves many different issues of wood as a structural material. Recently, the construction of glued timber (GT), which is often used to cover large spans (more than 100 m) and the construction of cross-laminated timber (CLT) or CLT (cross laminated timber), which are often from an odd number of layers of boards with their mutually perpendicular arrangement in adjacent layers. Panels used in panel and panel-frame construction of buildings of various complexity of architectural form and number of storeys are made of CLT. In works [1-3] studies of efficiency and CLT and methods of their calculation are described in more detail. However, some building requirements, such as the conditions for limiting the building height, when the use of relatively large cross-sections of plywood constructions, calculated in compliance with the requirements of the boundary conditions, is not possible. Therefore, the search and study of modified efficiencies, including reinforced ones, to increase the bearing capacity while reducing their cross section is becoming increasingly important. This publication is devoted to the review of the conducted researches reinforced and reinforced with composite materials of various efficiencies.

Keywords. Glued timber; laminated timber constructions; reinforcement; strengthening; armature; composite armature; composite tapes.

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КАРКАСІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА ТЕМПЕРАТУРНІ КЛІМАТИЧНІ ВПЛИВИ

Леонід СКОРУК

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
skoruk.slm@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7362-1348>

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.81-86

Анотація. Температурний вплив у першу чергу пов'язаний із добовими та сезонними змінами температури навколишнього середовища в процесі експлуатації будівлі чи споруди. Зовнішні температурні фактори можуть діяти і в поєднанні з певним (підвищеним) тепловим режимом та іншими зовнішніми факторами, що мають місце при експлуатації будівельного об'єкту. Найсприятливіші умови функціонування для будівельних об'єктів складаються при стаціонарному температурному впливі на них, в умовах сталого режиму експлуатації, коли вони тривалий час перебувають у відносно незмінних температурних умовах.

Описані нюанси визначення температурних кліматичних впливів на залізобетонні будівлі і споруди при проведенні їх розрахунку.

На прикладі п'ятиповерхової рами показана різниця у напружено-деформованому стані при різному способі завдання температурного навантаження на конструкцію.

Наведений варіант як можна конструктивними заходами нівелювати вплив температурного навантаження на каркас будівлі (мінімізувати різницю між температурою оточуючого середовища та з'єднувальних елементів), наприклад, за рахунок кінцевого замоноличування деформаційних швів після зведення всього каркасу та стабілізації температури всіх конструкцій та середовища.

Ключові слова. Температурні впливи; середня температура; перепад температури по перерізу елемента; температура замикання конструкції.



Леонід СКОРУК
доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій
к.т.н., доцент.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При розрахунку залізобетонних будівель та споруд великої протяжності (і не тільки) постає питання про врахування температурних впливів, оскільки величина додаткових зусиль, що викликана такими впливами, іноді може бути досить суттєвою [3]. Особливо це стосується таких будівель і споруд тривалість будівництва яких триває місяцями і навіть роками [4-5, 16].

В даний час нормативні кліматичні навантаження визначаються на підставі кліматичних характеристик, отриманих за регіональними картами кліматичного районування або за даними спостережень метеостанцій [2, 11-13, 15].

Температурні зусилля виникають лише у статично невизначених конструкціях [7-8]. Для систем з одною зайвою в'яззю ці зусилля виникнуть після перетворення конструкції на статично невизначену (після замикання системи), що реалізується за певної температури t_0 (температури замикання системи). Тоді температурні впливи, що виникають після замикання конструкції, визначаються різницею між екстремальни-

ми температурами повітря та температурою замикання:

$$\left. \begin{aligned} \Delta t_+ &= t_{\max} - t_0 \\ \Delta t_- &= t_{\min} - t_0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Однак більшість конструкцій відносяться до систем з декількома зайвими зв'язками, замикання яких розподіляється у часі [6]. Для конструкцій цього типу немає температури замикання, вираженої будь-яким одним числом, якій би відповідали нульові початкові зусилля. Вже в процесі монтажу виникають температурні деформації та зусилля, що залежать від температурних умов, так і від послідовності монтажу [10, 14]. Характерний приклад розглянуто у роботі [9].

Оскільки початкові зусилля, що виникають у процесі монтажу, зазвичай мають менші значення, ніж температурні зусилля після повного замикання системи, і оскільки при багатоступінчастому процесі замикання відбувається згладжування короткочасних сплесків температури, то допустимо наближено приймати в якості температури замикання деяке значення, що є середнім за період будівництва. На стадії проектування споруди фактична тривалість зведення та умови його замикання, як правило, невідомі, тому в якості середньої температури кінця замикання часто приймають середньорічну температуру.

Норми проектування [1] рекомендують визначати характеристичні значення середніх по перерізу елемента температур у теплу і холодну пору року, а також зміну їх у часі.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Зазвичай у теперішній час розрахунок будівель і споруд виконується за допомогою сучасних розрахунково-обчислювальних програм у яких, як правило, є певний функціонал для завдання температурних кліматичних впливів. Однак, завчасно потрібно обрахувати зазначені вище вихідні дані згідно норм. При цьому досить тонким моментом стає визначення

температури замикання. Оскільки у програмі потрібно задавати зміну температури навколишнього середовища по відношенню до температури замикання.

Та навіть визначивши попередньо всі необхідні вихідні дані – при заданні цих даних у програмі постає питання про те на які елементи і яким саме чином потрібно задавати температурне навантаження. Тому що від цього залежить достовірність отриманих кінцевих даних.

Зокрема, це стосується таких місць, коли частина будівлі чи споруди заглиблена у землю, внаслідок чого деяка її частина знаходиться у зоні певної сталої температури.

Покажемо це на прикладі п'ятиповерхової рами, нижня частина якої знаходиться під землею та менше зазнає змін температури навколишнього середовища, ніж її надземна частина.

Також при завданні температурного навантаження на елементи розрахункової схеми потрібно розуміти, що в дійсності температура змінюється не миттєво по довжині елемента (що і потрібно відобразити у схемі), а поступово – що потребує розбиття елемента на коротші ділянки.

На рис. 1 зображено загальний вигляд розрахункової схеми у якій заглиблений один підземний поверх, для якого приймемо сталу температуру у теплу і холодну пору року.

На рис. 2 показано величини зміну температури навколишнього середовища по відношенню до температури замикання. Слід звернути увагу на те, що для порівняння у рамі яка знаходиться справа колони нижніх двох поверхів роздроблені на більшу кількість скінченних елементів для можливості завдання поступової зміни температури по висоті.

На рис. 3 наведені епюри внутрішніх зусиль у рамі при різних способах завдання температурних впливів. Як видно залежно від цього змінюється характер та знак змінності розподілу зусиль, що у кінцевому випадку буде впливати на прогини, переміщення на ширину розкриття тріщин у залізобетонних елементах досліджуваної рами.

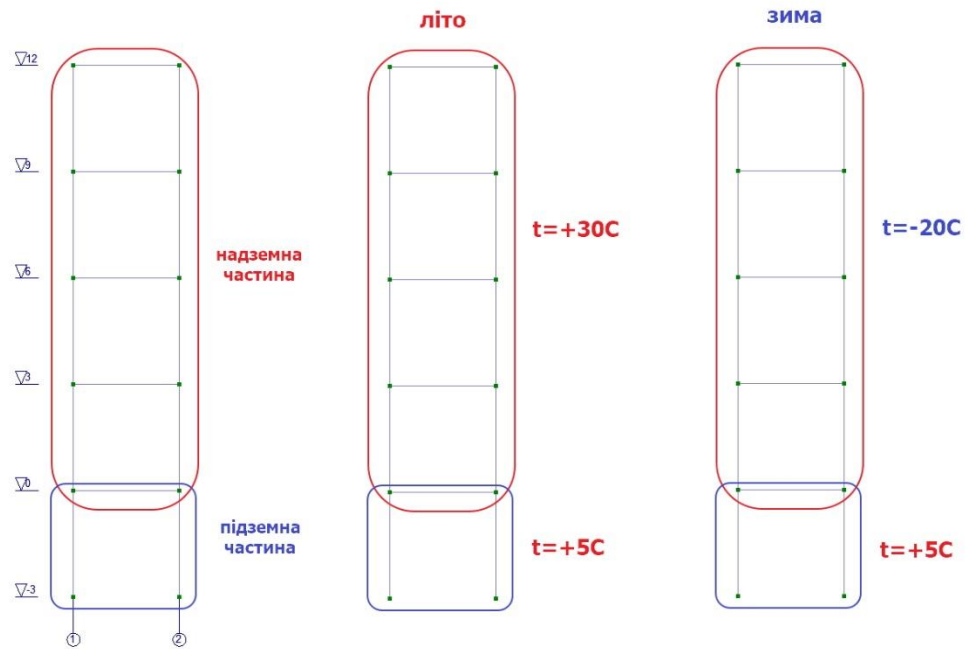


Рис.1. Загальний вигляд розрахункової схеми рами
Fig.1. General view of the calculation scheme of the frame

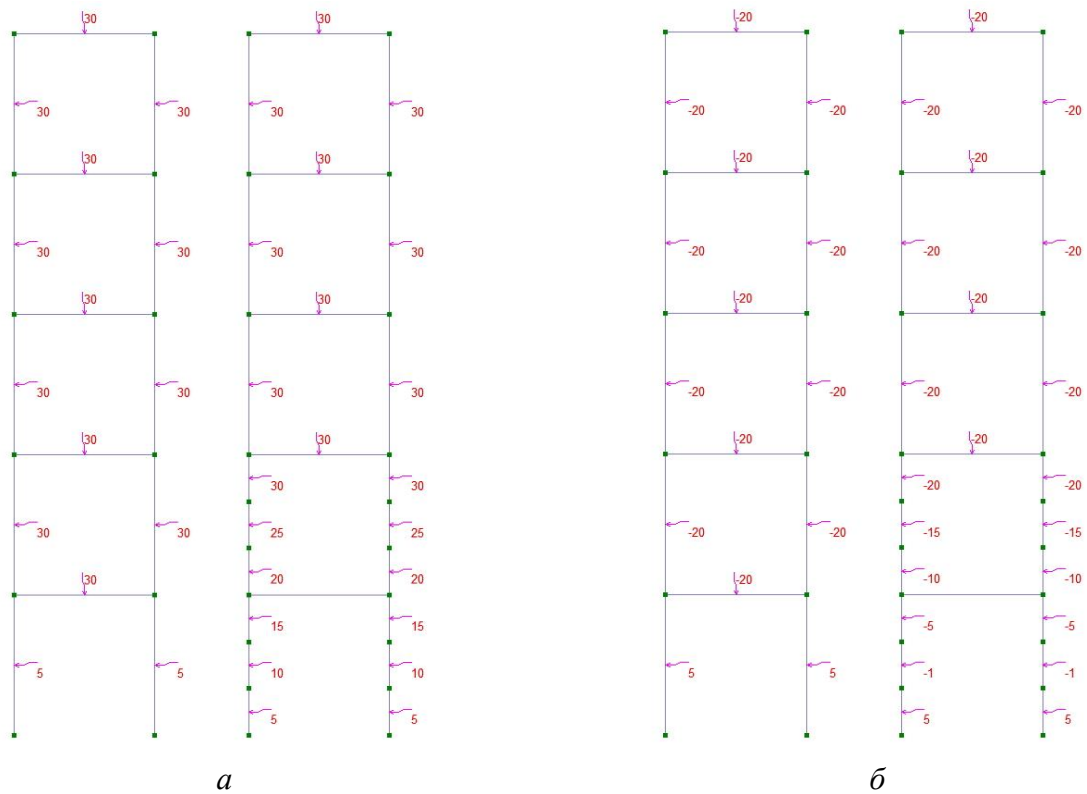


Рис.2. Завдання температурного навантаження: *а* – літо; *б* – зима
Fig.2. Tasks of temperature loading: *a* – summer; *b* – winter

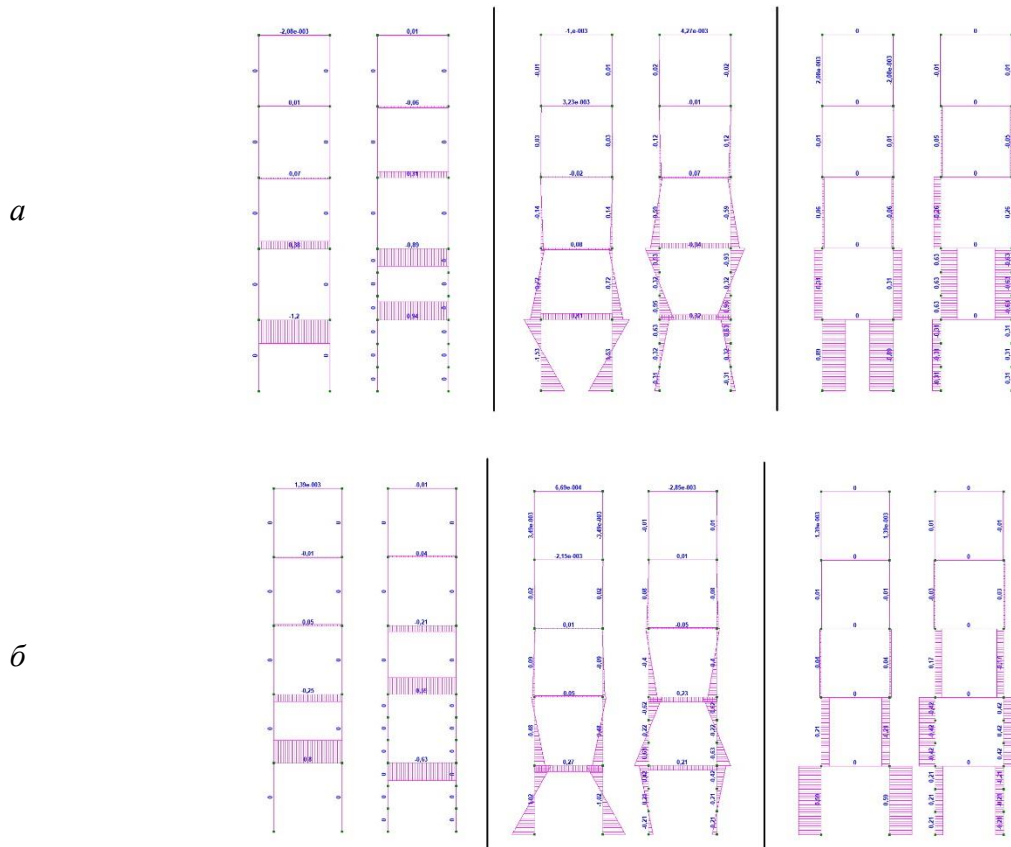


Рис.3. Епюри внутрішніх зусиль: *a* – літо; *б* – зима
Fig.3. Diagrams of internal efforts: *a*– summer; *b* – winter

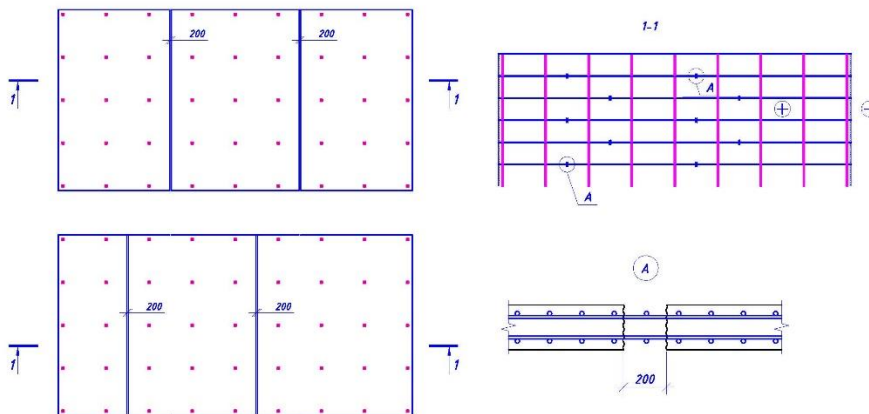


Рис.4. Розбиття будівлі на окремі блоки з послідовним замонолічуванням залишених швів після зведення всього каркасу
Fig.4. Dividing the building into separate blocks with the subsequent self-counting of the monolithic treatment seams after the construction of the entire frame

Як було зазначено вище температура замикання не є сталою величиною на протязі всього часу будівництва об'єкту. Тому певними конструктивними заходами можна зменшити вплив температурного навантаження на каркас будівлі, наприклад, за рахунок кінцевого замонолічування деформа-

ційних швів після зведення всього каркасу та стабілізації температури всіх конструкцій та середовища (рис. 4). Ідея полягає у тому, що під час будівництва будівля розбивається на певні окремі блоки з розривами бетонування по плитах перекриття (з наявною арматурою). Після зведення всьо-

го каркасу та влаштування зовнішніх стін і стабілізації температури виконується замонолічення залишених розривів.

ВИСНОВКИ

Температурні кліматичні впливи можуть при певних умовах досить суттєво змінювати напружено-деформований стан будівель та споруд. Іноді їх вплив може бути визначальним для визначення розмірів перерізів основних несучих елементів або їх армування.

Необхідно ретельно підходити до визначення початкових розрахункових характеристик температурних впливів (початкова температура) та розуміти процес об'єднання окремих частин будівлі чи споруди у один блок (температура замикання).

У деяких випадках можна конструктивними заходами нівелювати вплив температурного навантаження на каркас будівлі (мінімізувати різницю між температурою оточуючого середовища та з'єднувальних елементів), наприклад, за рахунок кінцевого замонолічування деформаційних швів після зведення всього каркасу та стабілізації температури всіх конструкцій та середовища.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с. - чинний з 01.01.2007.
2. **ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010.** Будівельна кліматологія. – Мінрегіон України. Київ, 2011, - 123 с. - чинний з 01.11.2011.
3. **ДБН В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Мінрегіон України. Київ, 2018, -30с - чинний з 01.01.2019.
4. **ENV 1991-2-5.** Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2.5. Thermal actions – Brussels: CEN 1997.– 62 p.
5. **ENV 1991-2-2:** Eurocode 1: Basis of design and action on structures. Part 2-2. Action on structures exposed to fire. – Brussels: European Committee for Standardization, 1995.
6. **Нагрузки и воздействия на здания и сооружения** / Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Под общей ред. А.В. Перельмутера. – М: Изд-во СКАД СОФТ, 2009. - 528 с.

7. **Александровский С.В.** Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. – М. Стройиздат, 2004 – 712 с.
8. **Бельшев И.А.** О выборе исходных температур воздуха для статических расчетов конструкций // Развитие методики расчета по предельным состояниям. – М. Стройиздат, 1971.
9. **Бельшев Й.А., Клепиков Л.В.** Статистический анализ данных о температуре воздуха для расчета конструкций // Исследования нагрузок на сооружения и надежность строительных конструкций. // Тр. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.ЦНИИСК, 1976. – с. 1-34.
10. **Емельянов А.А.** Выбор расчетных значений температур при расчетах, конструкций зданий на температурно-влажностные воздействия и усадку // Тр. ЦНИИСК им. Кучеренко. - 1970, Вып. 10.
11. **Тюленева В.О., Козій І.С.** Основы метеорологии і кліматології. – Суми: Університетська книга, 2014. — 210 с.
12. **Будівельна теплофізика** // Укл.: Маляренко В.А., Герасимова О.М., Малеев О.І. – Харків: ХНАМГ, 2007. – 100 с.
13. **Пашинський В.А.** Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. – К.: Вид-во ін-ту УкрНДІПСК, 1990. – 185 с.
14. **Белокопытова И.А., Маляренко А.А. Скорук Л.Н.** Анализ некоторых положений СНиП 2.03.01-84* с использованием программы АРБАТ // Бетон и железобетон. – 2002. – №1. – С.20–23.
15. **Lilly Grace Murali .P, V. Sampathkumar.** Evaluation of Heat Resistance Adequacy and Non Combustible Materials Construction of a Multifunctional Building. // Civil Engineering Journal, No. 8, 2018.
16. **Soukhov D.** Thermal Actions in the Eurocode I “Action on Structures” // LACER. – 2000. – No 5.– P. 379-386.

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-2:2006.** Navantazhennia i vplyvy. – K.: Minbud Ukrainy, 2006. – 75 s. - chynnyi z 01.01.2007.
2. **DSTU-N B V.1.1-27:2010.** Budivelnna klimatolohiia. – Minrehion Ukrainy. Kyiv, 2011, - 123 s. - chynnyi z 01.11.2011.
3. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni kons-truktsii. Osnovni polozhennia. – Minrehion Ukrainy. Kyiv, 2018, -30с - chynnyi z 01.01.2019.

4. **ENV 1991-2-5. Eurocode 1:** Basis of design and actions on structures. *Part 2.5. Thermal actions – Brussels: CEN 1997. – 62 p.*
5. **ENV 1991-2-2: Eurocode 1:** Basis of design and action on structures. *Part 2-2. Action on structures exposed to fire. – Brussels: European Committee for Standardization, 1995.*
6. **Nahruzky y vozdeistviya na zdaniya y sooruzheniya** /Hordeev V.N., Lantukh-Liashchenko A.Y., Pashynskiy V.A., Perelmuter A.V., Pychuhyn S.F. Pod obshchei red. A.V. Perelmutera. – *M: Yzd-vo SKAD SOFT, 2009. - 528 s.*
7. **Aleksandrovskiy S.V.** Raschet betonnikh y zhelezobetonnikh konstruktsiy na yzmeneniya temperaturi y vlazhnosti s uchetom polzuchesty. – *M. Stroyizdat, 1973.*
8. **Belshev Y.A.** O vibore yskhodnikh temperatur vozdukh dlia statycheskykh raschetov konstruktsiy // Razvytyie metody rascheta po predelnym sostoianiyam. – *M. Stroyizdat, 1971.*
9. **Belshev Y.A., Klepykov L.V.** Statystycheskiy analiz dannikh o temperatur vozdukh dlia rascheta konstruktsiy // Yssledovaniya nahruzok na sooruzheniya y nadezhnost stroytelnykh konstruktsiy. // *Tr. TsNYISK ym. V.A. Kucherenko. – M. TsNYISK, 1976. – s. 1-34.*
10. **Emelianov A.A.** Vibor raschetnikh znacheni temperatur pry raschetakh, konstruktsiy zdani na temperaturno-vlazhnostnie vozdeistviya y usadku // *Tr. TsNYISK ym. Kucherenko. - 1970, Vip. 10.*
11. **Tiulenieva V.O., Kozii I.S.** Osnovy meteorolohii i klimatolohii. – *Sumy: Universytetska knyha, 2014. – 210 s.*
12. **Budivelnna teplofizyka** // *Ukl.: Ma-liarenko V.A., Herasymova O.M., Malieiev O.I. – Kharkiv: KhNAMH, 2007. – 100 s.*
13. **Pashynskiy V.A.** Atmosferni na-vantazhennia na budivelni konstruktsii dlia terytorii Ukrainy. – *K.: Vyd-vo in-tu UkrNDIPSK, 1990. – 185 s.*
14. **Belokopitova Y.A., Maliarenko A.A. Skoruk L.N.** Analiz nekotorykh polozheniy SNIP 2.03.01-84* s yspolzovanyem prohrammy ARBAT // *Beton i zhelezobeton. – 2002. – №1. – S.20–23*
15. **Lilly Grace Murali .P, V. Sampathkumar.** Evaluation of Heat Resistance Adequacy and Non Combustible Materials Construction of a Multifunctional Building. // *Civil Engineering Journal, No. 8, 2018.*
16. **Soukhov D.** Thermal Actions in the Eurocode I “Action on Structures” // *LACER. –2000. – No 5. – P. 379-386.*

FEATURES OF CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE FRAMES OF BUILDINGS AND STRUCTURES FOR TEMPERATURE AND CLIMATIC INFLUENCES

Leonid SKORUK

Summary. Temperature exposure is primarily related to daily and seasonal changes in ambient temperature during the operation of a building or structure. External temperature factors can also act in combination with a certain (increased) thermal regime and other external factors that occur during the operation of the construction site. The most favorable operating conditions for construction sites are formed under stationary temperature influence on them, in the conditions of steady mode of operation, when they are in relatively constant temperature conditions for a long time.

The nuances of determining the temperature and climatic influences on reinforced concrete buildings and structures during their calculation are described.

The example of a five-storey frame shows the difference in the stress-strain state with different methods of setting the temperature load on the structure.

This option is possible to reduce the impact of temperature load on the building frame (minimize the difference between the ambient temperature and the connecting elements), for example, due to the final self-healing of expansion joints after erection of the entire frame and temperature stabilization all structures and environments.

Keywords. Temperature influences; average temperature; temperature difference in the cross section of the element; the closing temperature of the structure.

Стаття надійшла до редакції 3.11.21.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ

Олена КУЦИК¹, Олександр ЖУРАВСЬКИЙ²

¹ Чернівецький національний університет імені Юрія Федьковича,
58012, Україна, м. Чернівці, вул. Коцюбинського, 2

² Київський національний університет будівництва і архітектури,
03037, Україна, м. Київ, просп. Повітрофлотський, 31

¹ kutsikolena@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4370-0221>

² zhuravskiy.od@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-7065-3312>

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.87-93

Анотація. Використання якісних матеріалів необхідне для виготовлення несучих залізобетонних конструкцій, які зазнають дії великих навантажень. Для забезпечення таких вимог необхідно використовувати високоміцний бетон, який має високу міцність на стиск, водо- та газонепроникність, корозостійкість завдяки своїй щільній структурі. Використання високоміцних бетонів дає можливість зменшити розміри поперечного перерізу конструкцій, тим самим зменшити вагу конструкцій, у порівнянні з конструкціями з традиційних класів бетону.

В роботі наведено результати експериментально-теоретичні дослідження роботи залізобетонних балок з високоміцного та звичайного бетону при поперечному згинанні.

Розроблена програма експериментальних досліджень, яка включає виготовлення та випробування бетонних зразків призм та кубів для визначення міцнісних та деформативних характеристик бетонів різних класів, виготовлення та випробування дослідних залізобетонних балок на дію поперечного навантаження. Було випробувано три серії балок по чотири в кожній серії. Запропоновано склад бетонної суміші для високоміцного бетону з використанням метакаоліну та гіперпластифікатору.

Запропонований алгоритм розрахунку несучої здатності згинальних елементів, що базується на деформаційному методі, дає можливість з достатньою точністю отримувати результати. Розрахунок виконано за розробленим алгоритмом, який реалізований в програмі Mathcad.



Олена КУЦИК
асистент кафедри будівництва



Олександр ЖУРАВСЬКИЙ
завідувач кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій,
д.т.н., професор

Виконаний аналіз експериментальних та теоретичних значень несучої здатності залізобетонних балок з високоміцного та звичайного бетону при поперечному згині.

Ключові слова. Високоміцний бетон; несуча здатність; призмova міцність; згинальний момент; кривизна; тріщиностійкість; модуль пружності.

ПОСАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасне будівництво характеризується збільшенням поверховості будівель, при цьому зростають навантаження на несучі конструкції.

На даний момент в європейських країнах до високоміцних бетонів відносять бетонні суміші з міцністю на стиск від 60 до 130 МПа. Такі бетони виготовляються чітко за розробленими нормами і правилами, що

наведенні у нормативних документах різних передових країнах. Застосовуючи розмір зерен в'яжучого до 600 мкм та зменшуючи водо-цементне співвідношення до 0,15, досягається міцність бетону до 200 МПа. У цьому випадку говорять про надміцні бетони [1, 3, 7].

Уперше вираз «високоміцний бетон» був використаний у 1929 р. в США, де для будівництва висотних будівель досліджувались нові бетони та їх компоненти, міцність на стиск яких досягала 130 МПа. В Європі, а саме у Німеччині, перші високоміцні бетони були отримані в 40-х роках минулого століття. В 1966 р. в лабораторних умовах було отримано бетон з міцністю на стиск 140 МПа, а в 1988 р. в промислових умовах виготовлялись тубінги з бетону класу С85 [1, 3, 7].

Перші високоміцні бетони виготовляли, використовуючи жорсткі суміші, використовуючи специфічні способи ущільнення та автоклавне твердіння. Було виявлено,

що в бетоні найслабшим компонентом є цементний камінь. Міцність в цьому випадку пропорційно залежить від водо-цементного співвідношення. Тому його зниження було першим завданням перед проектувальниками. Використання сучасних пластифікаторів дає можливість значно збільшити міцнісні характеристики бетонів.

З метою впровадження високоякісних бетонів в сучасне будівництво необхідно розробити методика розрахунку конструкцій з таких бетонів. Необхідно виконати порівняльний аналіз роботи залізобетонних конструкцій з високоміцного та звичайного бетонів.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ

Згідно діючого ДСТУ несуча здатність згинальних елементів рекомендується визначати за формулами [4, 9]:

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\kappa}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} = 0; \quad (1)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\kappa}^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (2)$$

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

$\bar{\kappa}$ - відносна кривизна:

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

В залежностях (1), (2) згідно [5]:

$\kappa = \left(\frac{1}{r}\right)$ - кривизна вигнутої осі в перерізі (1/м):

$$\kappa = \left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}}{h}; \quad (3)$$

$\varepsilon_{c(1)}$ - відносні деформації сталевібробетону в стиснутій зоні перерізу;

$\varepsilon_{c(2)}$ - відносні деформації сталевібробетону в розтягнутій зоні перерізу;

γ - відношення відносних деформацій стиску $\varepsilon_{c(1)}$ до граничних ε_{c1} :

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}; \quad (4)$$

x_1 - висота стиснутої зони (м):

σ_{si} - напруження в арматурі;

z_{si} - відстань від центра ваги арматури до крайньої стиснутої грані перерізу;

a_k - коефіцієнти полінома, які визначаються у залежності від значення призмової міцності бетону згідно методики [9].

Рівняння (1), (2) представимо у вигляді

$$N_c + N_s = 0; \quad (7)$$

$$M_c + M_s = M, \quad (8)$$

де:

N_c, M_c - зусилля в стиснутій зоні бетону;

N_s, M_s - сумарні зусилля в арматурі.

Розпишемо значення внутрішніх зусиль

$$N_c = \frac{bf_c}{\bar{\kappa}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1}; \quad (9)$$

$$N_s = \sigma_{s2}A_{s2} - \sigma_{s1}A_{s1}; \quad (10)$$

$$M_c = \frac{bf_c}{\bar{\kappa}^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2}; \quad (11)$$

$$M_s = A_{s1}E_{s1}\bar{\kappa}(x_1 - z_{s1})^2 + A_{s2}E_{s2}\bar{\kappa}(x_1 - z_{s2})^2. \quad (12)$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_{si} = E_{si}\bar{\kappa}(x_1 - z_{si}) \quad (13)$$

З рівнянь (9), (10) отримаємо залежність для кривизни

$$\bar{\kappa} = \frac{-b_{\Sigma} + \sqrt{b_{\Sigma}^2 - 4a_{\Sigma}c_{\Sigma}}}{2a_{\Sigma}}, \quad (14)$$

де:

$$a_{\Sigma} = A_{s1}E_{s1}z_{s1} + A_{s2}E_{s2}z_{s2}; \quad (15)$$

$$b_{\Sigma} = -\varepsilon_{c(1)}(A_{s1}E_{s1} + A_{s2}E_{s2}); \quad (16)$$

$$c_{\Sigma} = -bf_{cd}\varepsilon_{c1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} \quad (17)$$

Значення кривизни $\bar{\kappa}$ підставляємо у формули (11), (12) для визначення моментів M_{cf} , M_s . За формулою (8) визначаємо згинальний момент M , який відповідає кривизні $\bar{\kappa}$. Розрахунок виконується покроково для кожного значення відносних деформацій в стиснутій зоні перерізу $\varepsilon_{c(1)}$, яке послідовно збільшується на величину $\Delta\varepsilon_{c(1)}$.

Розрахунок виконується за розробленим алгоритмом, який реалізований в програмі Mathcad.

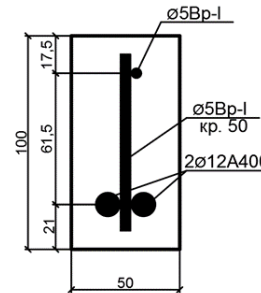


Рис. 1. Поперечний переріз дослідних балок

Fig. 1. Cross section of experimental beams

Теоретичні розрахунки виконувались для дослідних балок прямокутного перерізу з подвійним армуванням (рис. 1).

Розрахунки виконувались для трьох серій балок, які були виготовлені з бетону різного класу (табл. 1).

Розрахункова схема балок являє собою однопрогонову балку з шарнірними опорами, яка завантажена двома зосередженими силами в трети прогону. Довжина прогону становить 1000 мм.

Табл. 1. Міцнісні та деформативні характеристики бетону для експериментальних балок
Table 1. Strength and deformability characteristics of concrete for experimental beams

Серія	Кубикова міцність, МПа		Призмova міцність, МПа		Модуль пружності $E_c \times 10^{-3}$, МПа
	$f_{cm,cube}$	$f_{ck,cube}$	$f_{cm,prism}$	f_{cd}	
Б-I	31,45	24,49	22,86	13,69	26,47
Б-II	79,50	61,90	71,14	42,61	37,42
Б-III	85,05	66,22	79,51	47,62	42,83

Результати розрахунку зводимо у графіки «момент-кривизна», який наведено на рис. 2.

Несуча здатність балки марки Б-I становить $M_u = 2,83$ кНм, балки марки Б-II становить $M_u = 3,69$ кНм, балки марки Б-III

становить $M_u = 3,91$ кНм.

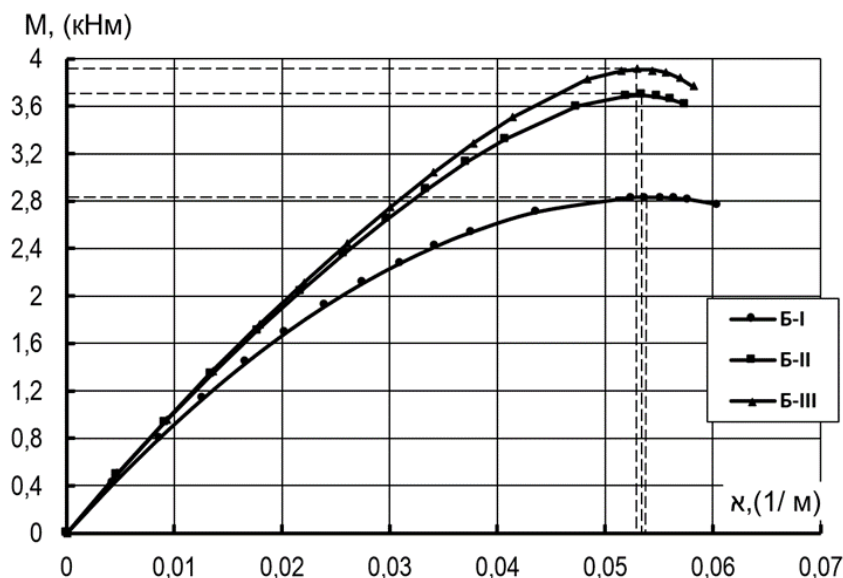


Рис. 2. Теоретичні графіки «момент-кривизна» для дослідних балок
Fig. 2. Theoretical graphs of "moment-curvature" for experimental beams

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Експериментальні дослідження виконувались на кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури [4, 9]. Зразки виготовлялись з бетону, до складу якого входять: гранітний щебінь (двох фракцій 5...10 мм та 10...20 мм), кварцовий пісок (модуль крупності 0,95 мм), цемент марки М500, добавки з метакаоліну та гіперпластифікатора (STACHEMENT 2597), вода (В/Ц=0,32). Міцнісні та деформативні характеристики бетонів наведені в табл. 1.

Для експериментальних досліджень було використано три серії зразків (по чотири балки в кожній серії). Балки довжиною 1200 мм та перерізом 100×50 мм армувались в розтягнутій зоні двома стержнями Ø12A400, а в стиснутій зоні одним стержнем Ø5Bp-I (рис. 1). Поперечна арматура Ø5Bp-I, яка встановлена з кроком 50 мм в приопорних зонах довжиною 400 мм.

Балки опирались на дві опори з прольотом 1000 мм та завантажувались двома зосередженими силами, які розташовані на відстані 333 мм від опор (рис. 3).

На кожній ступені завантаження вимірювались прогини балки за допомогою інди-

катора годинникового типу I-1 з ціною поділки 0,01 мм.

В розтягнутій зоні вимірювались індикаторами годинникового типу I-2...I-5 ціною поділки 0,001 мм на базі 200 мм та тензорезисторами Т-5...Т-14 на базі 50 мм. Деформації арматурних стержнів вимірювались тензорезисторами Т-1...Т-4 на базі 20 мм. Ширину розкриття тріщин вимірювали за допомогою мікроскопа Брінеля з ціною поділки 0,05 мм. Навантаження прикладались за допомогою гідравлічного домкрата через систему тягів та траверс, а значення сили F_1 визначалась за допомогою динамометра камер тонного типу, який був встановлений на одній з опор (рис. 3).

В результаті випробування дослідних балок отримані значення навантажень $F_{cr,1}$, при яких з'явилися нормальні тріщини та навантажень $F_{u,1}$, при яких зруйнувались балки. Значення цих навантажень для кожної балки та середнє їх значення для кожної серії наведені в таблиці 2.

Аналіз результатів випробувань показав, що в балках з високоміцного бетону (серія Б-III) тріщини з'явилися раніше ніж в балках серії Б-II та Б-I, тобто в середньому при $F_{cr,1}=5,1$ кН. Це на 19,6% менше від тріщиностійкості балок серії Б-II ($F_{cr,1}=6,4$ кН) та на 31,0% менше від тріщиностійкості балок серії Б-I ($F_{cr,1}=7,3$ кН).



Рис. 3. Стенд для випробування дослідних балок.

Fig. 3. Bench for testing experimental beams.

Табл. 2. Результати експериментальних досліджень балок

Table 2. The results of experimental studies of beams

Серія	Марка балки	Навантаження тріщиноутворення $F_{ср,1}$, кН		Руйнуюче навантаження $F_{u,1}$, кН	
		одного зразка	середнє	одного зразка	середнє
Б-I	Б-I-1	8,1	7,3	13,5	10,75
	Б-I-2	6,0		10,0	
	Б-I-3	6,2		10,0	
	Б-I-4	8,9		9,5	
Б-II	Б-II-1	6,7	6,4	11,5	11,05
	Б-II-2	6,0		11,0	
	Б-II-3	6,1		10,8	
	Б-II-4	6,8		10,9	
Б-III	Б-III-1	4,6	5,1	11,5	13,03
	Б-III-2	5,1		13,5	
	Б-III-3	5,9		12,9	
	Б-III-4	4,8		14,2	

Табл. 3. Експериментальні та теоретичні значення згинальних моментів при руйнування дослідних балок

Table 3. Experimental and theoretical values of bending moments at destruction of experimental beams

Серія	Момент при руйнуванні M_u , кНм	
	теоретичний	експериментальний
Б-I	2,83	3,58
Б-II	3,69	3,68
Б-III	3,91	4,34

Аналіз руйнуючих навантажень показав зовсім протилежні значення найменші значення були в балках серії Б-I, тобто $F_{u,1}=10,75$ кН. Це на 2,7% менше від міцності балок серії Б-II ($F_{u,1}=11,05$ кН) та на 17,5% менше від міцності балок серії Б-III ($F_{u,1}=13,03$ кН).

Тріщиноутворення та характер руйнування балок серії Б-I відбувалось за звичайною схемою – виникнення нормальних тріщин в розтягнутій зоні перерізу, їх роз-

виток при збільшенні навантаження, руйнування балок внаслідок досягнення деформацій текучості розтягнутої арматури та руйнування стиснутої зони бетону. Руйнування мали пластичний характер. Тріщиноутворення та руйнування балок серій Б-II та Б-III мали дещо інший характер. Виникнення тріщин почалось раніше ніж в балках серії Б-I. Однак їх розвиток та розкриття не був таким інтенсивним як в балках серії Б-I. При руйнуванні балок серій Б-II та Б-III

висота стиснутої зони була значно більшою ніж в балках серії Б-І. При чому викали горизонтальні тріщини, які розділяли розтягнуту та стиснуту зони бетону.

При аналізі експериментальних та теоретичних значень згинальних моментів при руйнування дослідних балок встановлено їхнє добре співпадіння для балок марки Б-ІІ. Для балок марок Б-І та Б-ІІІ теоретичні значення M_u виявились нижчими від експериментальних відповідно на 20,9% та 9,9%.

Подібні дослідження виконувались в роботах [10...12].

ВИСНОВКИ

1. Виконані експериментальні дослідження залізобетонних балок з високоміцного та звичайного бетонів показали деякі відмінності їхньої роботи при поперечному згині. При руйнуванні балок серій Б-ІІ та Б-ІІІ викали горизонтальні тріщини, які розділяли розтягнуту та стиснуту зони бетону.

2. Аналіз результатів випробувань показав, що в балках з високоміцного бетону (серія Б-ІІІ) тріщини з'явились раніше ніж в балках серії Б-ІІ та Б-І.

3. Несуча здатність балок з високоміцного бетону значно вища від балок зі звичайного бетону більш ніж у 1,3 рази.

4. Запропонований алгоритм розрахунку несучої здатності згинальних елементів, що базується на деформаційному методі, дає можливість з достатньою точністю отримувати результати.

ЛІТЕРАТУРА

1. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон // М.: Стройиздат, 1971. –196 с.
2. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. -К.: Мінрегіон України, 2011. -71 с.
3. Kutsik O. Efficiency of using high-strength concrete // Build-master-class-2017, pp. 181-182.
4. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проекту-

вання. –К.: Мінрегіонбуд України, 2011. -118 с.

5. EN 1992-1-1-2004: Eurocode 2: Design of concrete structures.-Part 1-1: General rules and rules for buildings. [Final Draft, December, 2004]. Brussels: CEN. 2004. 225 p.
6. ACI 318M-08. Building Code Requirements for Structural Concrete. [June 2008]. Farmington Hills, MI: ACI Committee 318, 2008. 473 p.
7. Куцик О.В., Журавський О.Д. Аналіз використання високоміцного бетону у сучасному будівництві // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник. –К., КНУБА, -Вип. 61., 2016, С.444-449.
8. Куцик О.В., Журавський О.Д. Міцність і тріщиностійкість згинальний елементів з високоміцного бетону // Будівельні конструкції. Теорія і практика: Збірник наукових праць. –К., КНУБА, -Вип. 1., 2017, С. 199-204.
9. Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник / А. М. Бамбура, Г. Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В.Войцехівський / За ред. А.М. Бамбура. Київ: Майстер книг, 2018. 240 с.
10. O.D. Zhuravskiy. Bearing Capacity of Steel-fiber-concrete Slabs with Biaxially Prestressed Reinforcement // Journal of Strength of Materials and Theory of Structures, Issue 105, pp. 292-301, Kyiv, Ukraine, 2020.
11. O. Zhuravskiy. Method and Example of Calculation of Combined Reinforced Bending Elements // Journal of Industrial Machine Building, Civil Engineering, Issue 1 (54)', pp. 40-46, Poltava, Ukraine, 2020.
12. O. Zhuravskiy, V. Tymoshchuk, N. Zhuravska, M. Hajiyev. Influence of Strengthening Flat Slab by External Prestressed Reinforcement on Deformation Characteristics of the Slab // Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. Vol. 181, pp. 449-456, Switzerland, 2022.

REFERENCES

1. Berh O.Ia., Shcherbakov E.N., Pysanko H.N. Vysokoprochnyi beton // M.: Stroiyzdat, 1971. –196 s.
2. DBN V.2.6.-98:2009. Konstruktzii budivel ta sporud. Betonni ta zalizobetonni kons-truktzii. Osnovni polozhennia. -K.: Minrehion Ukrainy, 2011. -71 s.

3. **Kutsik O.** Efficiency of using high-strength concrete // *Build-master-class-2017*, pp. 181-182.
4. **DSTU B V.2.6.-156:2010.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. –K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. -118 s.
5. **EN 1992-1-1-2004:** Eurocode 2: Design of concrete structures.-Part 1-1: General rules and rules for buildings. [Final Draft, December, 2004]. *Brussels: CEN. 2004. 225 p.*
6. **ACI 318M-08.** Building Code Requirements for Structural Concrete. [June 2008]. *Farmington Hills, MI: ACI Committee 318, 2008. 473 p.*
7. **Kutsyk O.V., Zhuravskiy O.D.** Analiz vykorystannia vysokomitsnoho betonu u suchasnomu budivnytstvi // *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia: Nauk.-tekhn. zbirnyk. –K., KNUBA, -Vyp. 61., 2016, S.444-449.*
8. **Kutsyk O.V., Zhuravskiy O.D.** Mitsnist i trishchynostiikist zghynalniy elementiv z vysokomitsnoho betonu // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: Zbirnyk naukovykh prats. –K., KNUBA, -Vyp. 1., 2017, S. 199-204.*
9. **Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii.** Posibnyk / A.M.Bambura, HR.Sazonova, O.V. Dorohova, O.V.Voitsekhivskiy / *Za red. A.M. Bambura. Kyiv: Maister knyh, 2018. 240 s.*
10. **O.D. Zhuravskiy.** Bearing Capacity of Steel-fiber-concrete Slabs with Biaxially Prestressed Reinforcement // *Journal of Strength of Materials and Theory of Structures, Issue 105, pp. 292-301, Kyiv, Ukraine, 2020.*
11. **O. Zhuravskiy.** Method and Example of Calculation of Combined Reinforced Bending Elements // *Journal of Industrial Machine Building, Civil Engineering, Issue 1 (54), pp. 40-46, Poltava, Ukraine, 2020.*
12. **O. Zhuravskiy, V. Tymoshchuk, N. Zhuravska, M. Hajiyev.** Influence of Strengthening Flat Slab by External Prestressed Reinforcement on Deformation Characteristics of the Slab // *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. Vol. 181, pp. 449-456, Switzerland, 2022.*

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDIES OF REINFORCED CONCRETE BENDING ELEMENTS MADE OF HIGH-STRENGTH CONCRETE

Olena KUTSYK, Oleksandr ZHURAVSKYI

Summary. The use of quality materials is necessary for the manufacture of load-bearing reinforced concrete structures that are subject to heavy loads. To meet such requirements, it is necessary to use high-strength concrete, which has high compressive strength, water and gas tightness, corrosion resistance due to its dense structure. The use of high-strength concrete makes it possible to reduce the cross-sectional dimensions of structures, thereby reducing the weight of structures compared to structures of traditional classes of concrete.

The results of experimental and theoretical researches of work of reinforced concrete beams from high-strength and ordinary concrete at cross bending are resulted in work.

A program of experimental research has been developed, which includes the manufacture and testing of concrete samples of prisms and cubes to determine the strength and deformation characteristics of concrete of different composition, the manufacture and testing of experimental reinforced concrete beams for transverse loading. Three series of rays were tested, four in each. The composition of the concrete mixture for high-strength concrete using metakaolin and hyperplasticizer is proposed.

The proposed algorithm for calculating the bearing capacity of bending elements, based on the method of deformation, allows obtaining results with sufficient accuracy. The calculation is performed according to the developed algorithm, which is implemented in the Mathcad program.

The analysis of experimental and theoretical values of bearing capacity of reinforced concrete beams from high-strength and usual concrete at transverse bend

Keywords. High-strength concrete; load-bearing capacity; prismatic strength; bending moment; curvature; crack resistance; modulus of elasticity.

Стаття надійшла до редакції 3.11.21.

Наукове видання

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 9/2021

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.,
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лисюк С.А., Постернак О.М.

Підписано до друку 28.12.2021. 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