

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Дослідження впливу стадійності монтажу на напружено-деформівний стан залізобетонних рам

Виконав: студент
спеціальності

VI курсу, групи МБнм-61
192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Катрій Ю.М.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Гудь М.І.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Бобик М.П.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2023

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2023 р.

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студенту Катрій Юрій Миколайович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Дослідження впливу стадійності монтажу на напружено-деформівний стан залізобетонних рам»

Керівник роботи Гудь Михайло Іванович, к.т.н.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 10 » 04 2023 року № 4/7-364.

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Сучасний стан та перспективи існування конструктивних систем збірно-монолітного домобудівництва. Експериментальні дослідження НДС збірно-монолітних плоских рам.

Числові дослідження НДС збірно-монолітних плоских рам. Порівняльний аналіз результатів чисельних розрахунків у ПК Lira з натурними випробуваннями.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Огляд літератури за темою досліджень		
2	Експериментальні дослідження НДС збірно-монолітних плоских рам		
3	Числові дослідження НДС збірно-монолітних плоских рам		
4	Порівняльний аналіз результатів чисельних розрахунків у ПК Lira з натурними випробуваннями		
5	Охорона праці		
6	Загальні висновки		

Студент

_____ (підпис)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Катрій Ю.М.

_____ (прізвище та ініціали)

Гудь М.І.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 СУЧАСНИЙ СТАН ТА ПЕРСПЕКТИВИ ІСНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ЗБІРНО-МОНОЛІТНОГО ДОМОБУДІВНИЦТВА	8
1.1 Огляд існуючих конструктивних рішень збірно-монолітних та монолітних каркасів	8
1.2 Огляд існуючих досліджень конструкцій збірно-монолітних будівель..	14
1.3 Висновки за розділом 1	18
РОЗДІЛ 2 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НДС ЗБІРНО- МОНОЛІТНИХ ПЛОСКИХ РАМ	19
2.1 Загальні відомості	19
2.2 Експериментальні моделі	19
2.3 Методика проведення експериментальних досліджень.....	22
2.4 Методика визначення напружено-деформованого стану дослідних зразків	27
2.5 Результати випробувань дослідних зразків.....	27
2.5.1 Прогини.....	28
2.5.2 Тріщини.....	31
2.5.3 Деформації бетону (збірного та монолітного).....	33
2.6 Висновки	37
РОЗДІЛ 3 ЧИСЛОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ НДС ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПЛОСКИХ РАМ.....	39
3.1 Формулювання завдань чисельних досліджень.....	39
3.2 Основні теоретичні положення	39
3.3 Параметри розрахункової моделі збірно-монолітної рами	41
3.3.1 Діаграми деформування матеріалів	42
3.4 Аналіз переміщень рами.....	45
3.5 Аналіз НДС бетону верхньої (монолітної), нижньої (збірної) частини збірно-монолітних рам та поздовжньої арматури	52

3.6 Висновки за розділом 3	62
РОЗДІЛ 4 ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЧИСЕЛЬНИХ РОЗРАХУНКІВ У ПК LIRA З НАТУРНИМИ ВИПРОБУВАННЯМИ.....	63
4.1 Вертикальні переміщення	63
4.2 Відносні деформації.....	64
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	69
5.1 Охорона праці.....	69
5.1.1 Інженерні рішення з охорони праці	69
5.1.2 Огородження території.....	71
5.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику	71
5.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт	72
5.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт	72
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	75
5.2.1 Законодавча база України	75
5.2.2 Стійкість будівлі від ударної хвилі	75
ВИСНОВКИ.....	80
БІБЛІОГРАФІЯ	81

ВСТУП

Актуальність теми. За останній час, збірно-монолітне будівництво стає все більш популярним в порівнянні з іншими видами будівництва, що відображається у зростанні частки цього типу будівництва серед загальної кількості будівель, що зводяться. Така тенденція є логічною та очікуваною, оскільки збірно-монолітний каркас будівлі є більш гнучкою та пристосованою до змін будівельною системою. Збірно-монолітне будівництво є актуальним за наступних обставин:

- цей тип будівництва підходить для застосування у різних кліматичних умовах. Важливим аспектом в цьому є можливість тимчасового, окремого існування зірної частини від монолітної, що дозволяє виконати роботи з монтажу зірних конструкцій за умов невідгідного навколишнього середовища. При цьому, частина каркасу, що утворена тільки зірними елементами, здатна самостійно сприймати монтажні навантаження. Коли настануть сприятливі умови для бетонних робіт, буде виконано укладання монолітного бетону з подальшим набором міцності;

- збірно-монолітні будинки підходять до застосування у різноманітних кліматичних умовах. Важливою складовою в цьому є можливість хоча б тимчасового, але окремого існування зірної частини від монолітної, що дозволяє за несприятливих умов навколишнього середовища, виконати тільки роботи з монтажу зірних конструкцій. При цьому частина каркаса, утворена тільки зірними елементами, здатна самостійно сприймати монтажні навантаження. З моменту виникнення сприятливих умов для бетонних робіт відбувається укладання монолітного бетону з наступним набором міцності;

- можливість розділення та окремого виготовлення зірного залізобетону від монолітного під час монтажу, що на даний момент не практикується;

- можливість зменшення маси конструкцій за рахунок застосування монолітного бетону з меншою питомою вагою або створення зірної конструкції з меншою масою завдяки можливостям заводу зірних виробів створювати конструкції складного поперечного перерізу;

- можливість створювати перекриття з покращеними тепло- та звукоізоляційними властивостями за рахунок застосування монолітного бетону з кращими тепло- та звукоізоляційними властивостями.

Мета роботи: оцінка напружено-деформованого стану каркасу збірно-монолітної конструкції з урахуванням передісторії процесу монтажу та поетапності завантаження статичними навантаженнями.

Об'єкт досліджень – збірно-монолітні каркаси житлових будівель.

Предмет дослідження – збірно-монолітні каркаси житлових будівель з врахуванням дії монтажних зусиль.

Доцільність проведення досліджень зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити економічність та довговічність збірно-монолітних каркасів житлових будівель при їх експлуатації.

Завдання роботи:

- проаналізувати сучасний стан та перспективи існуючих конструктивних систем збірно-монолітного домобудівництва;
- вивчити основні питання впливу накопичених напруг та деформацій на напружено-деформівний стан (НДС) конструкції на наступних етапах існування;
- випробування жорстко затиснених двоповерхових двопрогонових збірно-монолітних рам, що монтуються з імітацією процесу монтажу з метою оцінки зміни НДС згинального елемента в міру навантаження;
- отримання експериментальних результатів та їх аналіз.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету ЛПРА.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих житлових каркасних будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання каркасу з врахуванням передісторії процесу монтажу та поетапності завантаження статичними навантаженнями житлових будівель.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих житлових каркасних будівель.

Апробація результатів кваліфікаційної роботи виконана роботи виконана на VI Міжнародній студентській науково-технічній конференції «Природничі та гуманітарні науки. актуальні питання» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 27-28 квітня 2023 року.).

Публікація результатів кваліфікаційної роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: житлова будівля, залізобетонний каркас, скінченні елементи.

РОЗДІЛ 1

СУЧАСНИЙ СТАН ТА ПЕРСПЕКТИВИ ІСНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ЗБІРНО-МОНОЛІТНОГО ДОМОБУДІВНИЦТВА

1.1 Огляд існуючих конструктивних рішень збірно-монолітних та монолітних каркасів

Сьогодні у практиці вітчизняного домобудування досить багато конструктивних рішень збірно-монолітних каркасів будинків. Однак, всі наявні рішення можна розділити на чотири групи:

- збірно-монолітний каркас будівлі з плоскими перекриттями, що виконуються з пустотних плит перекриття та прихованого монолітного ригеля. При цьому вертикальні несучі елементи будівлі (діафрагми, стіни та колони) є або збірними, або монолітними;

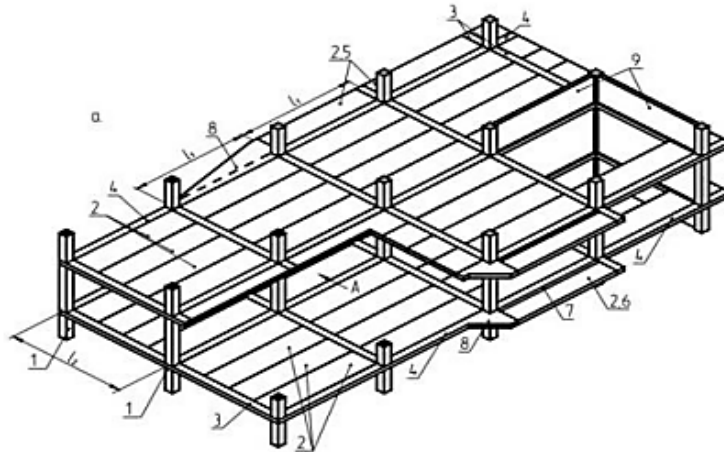
- збірно-монолітний каркас будівлі з ребристими перекриттями, які виконуються з ригелів складеного перерізу, що складається зі збірної та монолітної частин, і перекриттів, що складаються зі збірної, яка використовується також як незнімна опалубка, і монолітної частин або виконаних з пустотних плит. Колони, стіни та діафрагми виконуються збірними;

- збірно-монолітний каркас будівлі, що виконується з безбалочними монолітними перекриттями та збірними вертикальними несучими елементами;

- збірно-монолітний каркас будівлі з плоскими безбалочними перекриттями, що складаються з великопанельних елементів, з'єднаних між собою за допомогою арматури та бетону на будівельному майданчику. Колони, стіни та діафрагми виконуються збірними.

До першої групи можна конструкцію каркаса складається зі збірних колон і збірно-монолітного перекриття, яке представлено пустотними плитами, що з'єднуються між собою по поздовжньому боці міжплитними швами омоноличування і спираються на поперечні монолітні ригелі за допомогою бетонних шпонок глибиною 100 - 120 мм, утворених при бетонуванні ригелів. При

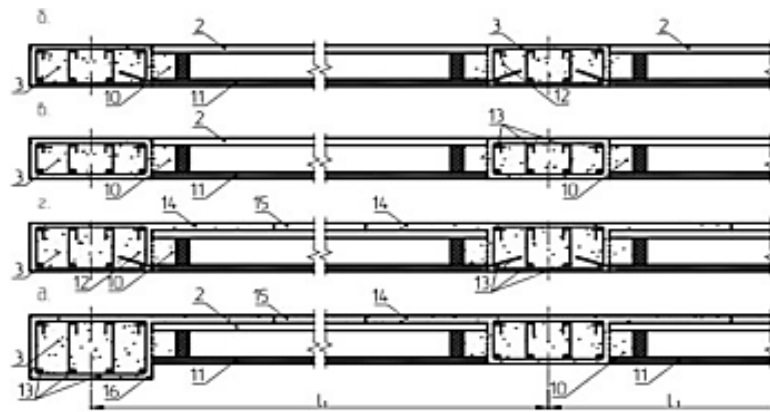
цьому плити можуть бути виконані з випусками поздовжньої арматури, які замонолічуються в бетон поперечного ригеля. У поздовжньому напрямку між колонами влаштовані ригелі. Перекриття є плоским, однак, у разі дії досить великих експлуатаційних вертикальних навантажень, ригелі можуть мати розвинений по висоті переріз, унаслідок чого виступають вниз. Додаткове невелике збільшення несучої здатності монолітних ригелів досягається за рахунок виконання надбетонки зверху. Колони виконуються збірними багатопверховими з наскрізними отворами на рівні перекриттів і призначеними для забезпечення нерозрізності ригелів. Діафрагми жорсткості виконуються як зі збірного, так і з монолітного залізобетону (рисунок 1.1). Перевагами вказаного каркасу є досить легкі конструкції перекриття, що отримуються за рахунок застосування пустотних плит, відсутність ребр, що виступають вниз, які значно заважають внутрішнім просторам з точки зору об'ємно-планувальних рішень, а також збільшують трудовитрати на будівельному майданчику внаслідок необхідності влаштування різнорівневої опалубки.



а)

а – загальний вигляд каркасу; 1 – колони; 2 – збірні багатопустотні плити; 3-монолітні несучі ригелі; 4 – монолітні зв'язкові ригелі; 5 – консолі диска перекриття для влаштування балконів; 7 – теплоізоляція; 8 – монолітні ділянки перекриття; 9 – стінки вертикальних діафрагм жорсткості; 10 - бетонні шпонки несучих ригелів; 11 – робоча арматура багатопустотних плит; 12 – випуски робочої арматури багатопустотних плит; 13 - поздовжня робоча арматура несучих ригелів; 14 - полиці несучого ригеля таврового перерізу; 15 – стяжка підлоги; 16 - випуски до низу ребра монолітного несучого ригеля.

Рисунок 1.1 – Конструкція каркасу та варіанти поперечних перерізів несучих ригелів у прольотах між колонами системи «Аркос»



б)

а – загальний вигляд каркасу; б - вид А, розріз уздовж несучих плит, ригелі з висотою перерізу, що дорівнює товщині збірних типових плит; в – те саме, зі збірними плитами безопалубного формування; г – несучі ригелі таврового перерізу з полицею, розміщеною в стяжці підлоги, типові збірні багатопустотні плити, перерізи ригеля в середині прольоту; д – те саме при плитах безопалубного формування. 1 – колони; 2 – збірні багатопустотні плити; 3-монолітні несучі ригелі; 4 – монолітні зв'язкові ригелі; 5 – консолі диска перекриття для влаштування балконів; 7 – теплоізоляція; 8 – монолітні ділянки перекриття; 9 – стінки вертикальних діафрагм жорсткості; 10 - бетонні шпонки несучих ригелів; 11 – робоча арматура багатопустотних плит; 12 – випуски робочої арматури багатопустотних плит; 13 - поздовжня робоча арматура несучих ригелів; 14 - полиці несучого ригеля таврового перерізу; 15 – стяжка підлоги; 16 - випуски до низу ребра монолітного несучого ригеля.

Рисунок 1.1, аркуш 2

До другої групи збірно-монолітних каркасів можна віднести каркасну систему будівель типу Saret (рисунок 1.2) запропоновану французькими будівельниками [1]. Зазначена система поширена у країнах Європи та Африки. У каркасі перекриття утворені несучими ригелями, що складаються зі збірної частини, з випусками арматури догори і має перевернуту П-подібну форму, і монолітної, в якій встановлюється поздовжня арматура ригеля. На збірну частину ригеля спираються пустотні плити перекриття, які утворюють жорсткий диск із монолітною частиною ригеля.

Ригеля кріпляться шляхом безпосереднього спирання на колону і замонолічування стику або шляхом спирання на сталеві консолі колон і кріплення з допомогою болтів (рисунок 1.3). Цей каркас досить надійний і ефективний щодо витрат матеріалів. Однак через те, що перекриття після монтажу є плитно-

ребристою плитою, а частини ригеля виступають знизу, це призводить до зниження можливості гнучкого планування квартир.

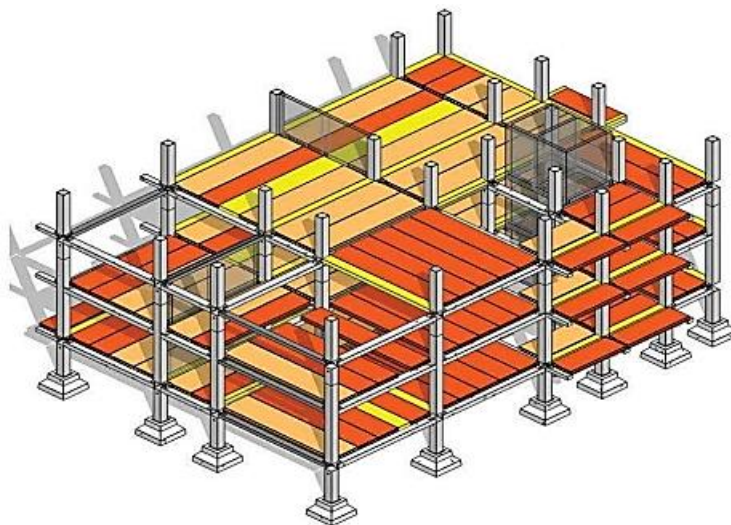
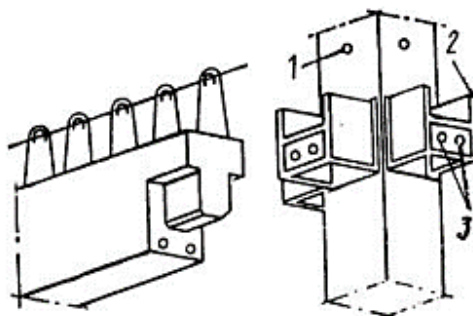


Рисунок 1.2 – Каркас, виконаний за технологією «Saret»



1 - отвори для пропуску арматури замонолічування; 2 – сталеві консолі; 3 – отвори для болтів.

Рисунок 1.3 – Вузол з'єднання колон з ригелями за допомогою болтів

Каркасну систему типу «Saret» було вдосконалено та отримано більш сучасний варіант системи збірно-монолітного каркасу.

Модифікована система збірно-монолітного каркасу складається із збірних багатоярусних колон та збірно-монолітних перекриттів. Колони, у зв'язку з достатньою гнучкістю технології виробництва, виготовляються практично будь-якого перерізу та довжиною до 12 м (довжина обмежена умовами транспортування) під різну висоту поверху. При цьому вони виконуються багатоярусними з поперковим розрізанням у вигляді ділянок з оголеною арматурою, посиленою

хрестовими арматурними зв'язками. Переkritтя виконуються в різних варіаціях: попередньо напружені пустотні плити, попередньо напружені збірно-монолітні плити з незнімною опалубкою, а також стандартні пустотні плити.

Переkritтя укладаються на збірну частину ригелів, після чого відбувається встановлення надпорної пролітної арматури ригеля та укладання монолітного бетону ригеля.

Недоліком є те, що диск переkritтя, у зв'язку із суцільністю плит, має досить велику масу. У той же час у цього каркасу є безліч плюсів, такі як: відсутність зварювальних робіт при монтажі вузлів з'єднання основних елементів, які збільшують жорсткість каркаса, дозволяючи досягти високих показників сейсмостійкості, а також високої швидкості та легкості монтажу, якості будівництва.



Рисунок 1.4 – Каркас будівлі, що зводиться за вдосконаленою технологією «Saret»

Було запропоновано використовувати безбалочну плиту переkritтя із монолітного залізобетону. У зазначеній системі, хоч і відбувається значне прискорення будівельно-монтажних робіт за рахунок виконання лише вертикальних елементів зі збірного залізобетону, проте, потрібні значні витрати на влаштування монолітного переkritтя. Цей каркас відноситься до третьої групи збірно-монолітних каркасів.



Рисунок 1.5 – Вигляд готової будівлі, що зводився за вдосконаленою технологією «Saret»

Прикладом збірно-монолітного каркаса четвертої групи є система із застосуванням навісних збірних елементів. [25].

Збірно-монолітний залізобетонний каркас будівель даного типу складається з двох основних несучих елементів, що забезпечують її жорсткість та геометричну незмінність, а саме з колон та плит перекриття. Інші конструктивні елементи будівлі навісні, що дає можливість використання конструкцій, що огорожують, з практично будь-яких матеріалів, у тому числі і монолітних стін.

До переваг цієї системи можна віднести практично будь-яке планувальне рішення, створення будь-якого внутрішнього простору, наявність гладкої стелі внаслідок відсутності ригелів перекриття, скорочення монтажних типорозмірів до мінімуму, економія арматурного прокату, за рахунок армування лише у вузлах скріплення панелей перекриття між собою. Тим часом є певні недоліки та мінуси даного каркасу, до яких можна віднести складнощі в розміщенні сходових маршів, а також ліфтових шахт, проектування та розрахунок вузлів з'єднання колон та панелей перекриття є досить трудомістким і потребує високої кваліфікації інженерів-проектувальників.



Рисунок 1.6 – Процес монтажу навісних плит перекриття збірно – монолітного каркасу

1.2 Огляд існуючих досліджень конструкцій збірно-монолітних будівель

Конструкція каркасу першого типу серії неодноразово були піддані натурним випробуванням на каркасах будівель [3]. Як показали проведені випробування при величині навантаження до близького нормативного значення, диск збірно-монолітного перекриття при прольоті до 7,2 м працює як ортотропна пластина, незважаючи на тріщин по межі стику монолітного та збірного бетону. Величина прогинів становить трохи більше $1/1000$ прольоту, при цьому забезпечується повна сумісність як поступальних так і обертальних переміщень всіх елементів диску перекриття.

При повних нормативних навантаженнях відбувається утворення тріщин в опорних частинах монолітних ригелів, що призводить до перерозподілу зусиль. Однак, зазначається, що диск збірно-монолітного перекриття деформується як суцільна конструкція з практично повною сумісністю переміщень всіх елементів перекриття.

При розрахункових навантаженнях збільшується кількість тріщин у ригелях, активно розвиваються місцеві непружні деформації на контакті збірного та

монолітного бетонів, а також утворюються поздовжні тріщини біля торців плит на їх нижній грані.

Руйнування диска збірно-монолітного перекриття сталося внаслідок текучості поздовжньої арматури в опорних та прогонових перерізах несучих ригелів з утворенням пластичного шарніру. Відзначено помітне розкриття швів по периметру осередку на контакті бетонів монолітних ригелів та збірних пустотних плит. При цьому руйнівне навантаження перевищило розрахункове практично вдвічі.

Несуча здатність шпонок з'єднання, як показали проведені експериментальні дослідження, також забезпечена із запасом. Причому до нормативного значення вертикального навантаження шпонкове з'єднання здатне сприймати згинальний момент, а при досягненні розрахункового значення відбувається поворот торця плити щодо монолітного ригеля в результаті обім'яття бетону по контакту плити з бічною гранню несучого ригеля і прослизання верхньої полиці плити по шпонках, тобто переріз перестає сприймати згинальний момент.

Авторами даних робіт цей фактор був врахований тим, що при розрахунках по II групі граничних станів запропоновано розглядати диск перекриття з жорсткими поєднаннями окремих його елементів між собою, а при розрахунках по I групі граничних станів - приймається шарнірне сполучення плит між собою та з монолітними ригелями.

У роботі [26] зазначено, що диск збірного перекриття, який складається з багатопустотних плит, руйнується по поздовжнім та просторовим тріщинам через недостатню міцність при поперечній депланації. У зв'язку з цим не рекомендується спирати типові плити з тонкими ребрами та полицями вздовж прольоту.

Авторами роботи [27] проведено експериментальні дослідження просторової роботи, залізобетонної багатопустотної плити, опертої по трьох сторонах без робочого армування в поперечному напрямку плити, а лише з поздовжню напруженою робочою арматуру. В результаті визначено, що розташування поздовжньої арматури по ширині плити впливає на характер руйнування.

Найбільш оптимальним є зосередження напруженої арматури в середній частині по ширині пустотної плити з меншою кількістю в приопорних ділянок. Також встановлено, що зниження кількості арматури, що напружується, на 33% у плитах, опертих по трьох сторонах, порівняно з балочними плитами, не знижує їх міцність. При цьому очевидно, що армування пустотних плит опертих по трьох сторонах тільки по поздовжнім сторонам є не раціональним рішенням. Так як несуча здатність по поперечному перерізу стає надмірною, тоді як з'являється ймовірність руйнування по поздовжньому або похилому вертикальному перерізі. Саме з цієї причини і виникає необхідність встановлення горизонтальної арматури в поперечному напрямку.

У роботі [27] на підставі експериментальних досліджень зроблено висновок про недостатню несучу здатність типових плит при спиранні по трьох сторонах, а також про необхідність влаштування поперечного армування, виконання розрахунку плит з урахуванням їх просторової роботи при спиранні перекриття по трьох сторонах або смугових завантажень настилу.

У роботі [26] описано випробування фрагмента плита-ригель збірно-монолітного перекриття з метою перевірки міцності стиків торців пустотних плит і монолітних ригелів, причому розглядалася не просторова робота фрагмента, а тільки робота в поздовжньому робочому напрямку згину пустотної плити. Проведені випробування показали надійну роботу стикового шпонкового з'єднання плити та монолітного ригеля, причому з чималим коефіцієнтом запасу міцності.

У роботі [3] випробуваний натурний фрагмент каркасу з пустотними плитами. З проведених експериментів зроблено висновки у тому, що міцність конструкції каркаса забезпечена, але виявлено слабкі місця. Зокрема, необхідно приділити особливу увагу недостатній тріщиностійкості ригеля. При навантаженні фрагменту перші тріщини утворилися та отримали ширину розкриття більше допустимої величини в опорній та прогонової зонах ригелів при навантаженні меншого за нормативне значення. Також зазначено необхідність виконання надійного анкерування верхньої опорної арматури монолітного ригеля встановлюваної над крайніми колонами, оскільки у результаті випробувань

відбулося її висмикування. Крім того, зазначено на необхідність встановлювати арматуру у верхньому монолітному шарі колон над зв'язковими плитами.

Авторами роботи [4] проведено випробування натурального фрагмента каркасу з плитами суцільного перерізу. Каркас виконується з монолітними ригелями з попередньо напруженою арматурою. В результаті проведених випробувань були показані досить надійні дані щодо жорсткості та тріщиностійкості, про що свідчать поява тріщин при високих рівнях навантаження, і прогини, величина яких значно менша за гранично допустимі значення.

Однак, вичерпання несучої здатності, що відбувається в результаті зсуву плит перекриття щодо монолітного бетону і бортового елемента, виникло при навантаженнях хоч і більших, ніж їхнє розрахункове значення, але при цьому менше, ніж необхідний коефіцієнт запасу по міцності. В результаті було зроблено висновок про необхідність обов'язкового влаштування шпонок між плитами перекриття і бічними елементами, так і між суміжними плитами. Крім того, плиту перекриття та балку рекомендується з'єднувати за допомогою металевих накладок, що встановлюються поверху. Також, як варіант посилення, запропоновано застосувати додаткове обтиснення осередків перекриття, одержуваних за рахунок установки в середні міжплитні шви натягнутих канатів К-7.

Авторами роботи [6] було запропоновано збірно-монолітне перекриття з широкополочними ригелями. Конструкцію перекриття було випробувано на експериментальних зразках у 3 рази зменшених. Результати випробувань показали забезпечення вимог першої та другої групи граничних станів. Крім того, проводилися випробування середньої плити, які показали високу міцність та жорсткість конструкції.

Експериментальні дослідження показали, що багатопустотні плити, розташовані у складі збірного перекриття та об'єднані між собою поздовжніми міжплитними швами працюють з урахуванням впливу суміжно-розташованих плит і це необхідно враховувати при розрахунку. Визначено, що найкращий опір вертикальному зсуву забезпечується в плитах з круглими шпонковими заглибленнями на бічній поверхні пустотної плити, на відміну від плит з

трапецієподібними заглибленнями. Зокрема, у фрагментах з круглими шпонками у поздовжньому міжплитному шві руйнація сталася по похилим тріщинам незавантажених плит, у той час як у фрагменті з трапецієподібними шпонками руйнація сталася по поздовжньому шву.

Деформативність пустотної плити, розташованої у складі перекриття, якісно відрізняється від деформування окремо розташованої плити. З'являється кручення, яке, як показали проведені дослідження, може призвести до руйнування конструкції плити по похилим тріщинам. При цьому зазначений вид руйнування при розрахунках плит не враховується.

Зроблено висновок про те, що лінійну жорсткість міжплитних швів можна приймати абсолютно жорсткою, однак, дії згинальних моментів шви не опираються і по суті є циліндричний шарнір розташований у верхній стиснутій зоні.

1.3 Висновки за розділом 1

Оцінивши сучасний стан та перспективи існування конструктивних систем збірно-монолітного домобудування, а також виконавши огляд досліджень збірно-монолітних конструкцій, можна зробити наступні висновки:

1. На даний момент немає достатнього обсягу даних експериментально-теоретичних досліджень складових залізобетонних конструкцій в умовах складного напруженого стану.

2. Експериментально-теоретичні дослідження виконані здебільшого «індивідуально» тобто, досліджено конструктивні елементи, що стосуються певного каркасу, кожен з яких індивідуальний, що не дає повною мірою оцінити загальний напружено деформований стан складових конструкцій.

3. Мала вивченість основних питань впливу накопичених напруг та деформацій на НДС конструкцій на наступних етапах існування.

4. Пошук оптимальних конструктивних рішень у збірно-монолітних каркасах, що забезпечують достатню несучу здатність, невисоку матеріаломісткість та трудомісткість, продовжується.

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НДС ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПЛОСКИХ РАМ

2.1 Загальні відомості

З метою виявлення особливостей зміни напружено-деформування стану збірно-монолітних плоских рам у процесі поетапного їх монтажу та зміни конструктивної схеми проведено відповідні експериментальні дослідження в лабораторії. В результаті досліджень відбувалося моделювання процесу поетапного зведення каркасу зі збірно-монолітного залізобетону з першочерговим влаштуванням збірної частини та сприйняттям нею монтажних навантажень, і подальшим включенням у процес деформування монолітного легкого бетону, який також призводив і до якісної зміни конструктивної схеми каркаса.

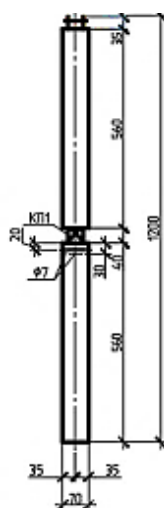
Особливістю даних досліджень є те, що перед укладанням монолітного бетону відбувалося завантаження збірної частини попереднім навантаженням, після чого, не знімаючи прикладене раніше навантаження, на збірну частину укладався монолітний бетон. Далі, за набором монолітним бетоном необхідної міцності, відбувалося довантаження вже збірно-монолітної конструкції.

2.2 Експериментальні моделі

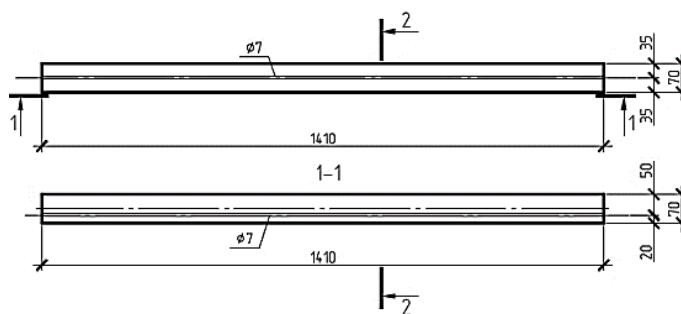
Експериментальні моделі виконувались у 2 етапи (рисунок 2.1):

- 1-й етап – на заводі виготовлено збірні частини дослідних зразків із важкого бетону кл. С20/25: колони розміром на 2 поверхи габаритами 70x70x1200(h) мм; збірні частини ригелів габаритами 70x70x1410(h) мм. Армування колони здійснювалося чотирма поздовжніми стрижнями Ø8A400 і поперечною арматурою Ø4B500, розташованої з кроком 50 мм по висоті. Армування збірних частин балок виконувалося таким чином: поздовжня арматура – 1Ø3B1500 та 2Ø3B500; поперечна арматура - 2Ø3B500 з кроком 100 мм;

- 2-й етап - в лабораторії ІБК СФУ із збірних конструкцій були змонтовані 2 плоскі рами (P1 і P2), які були завантажені попереднім навантаженням, що моделює монтажні навантаження від власної ваги збірних конструкцій та монолітного бетону. Надалі збірні конструкції добетоновані легким бетоном (конструкційний керамзитобетон кл. С10/15). Роботи з бетонування були виконані відповідно до вимог норм та включали: виставлення дерев'яної опалубки; механічне очищення (знепилення) та знежирення поверхні контакту; вібрування глибинним вібратором. Склад керамзитобетону був підібраний відповідно до нормативних вимог [22]. Набір міцності легкого бетону відбувався протягом 28 діб: перші 7 діб у вологому середовищі, а дні, що залишилися, при природній вологості приміщення. Висота омонолічуваної частини балок становила 40 мм.



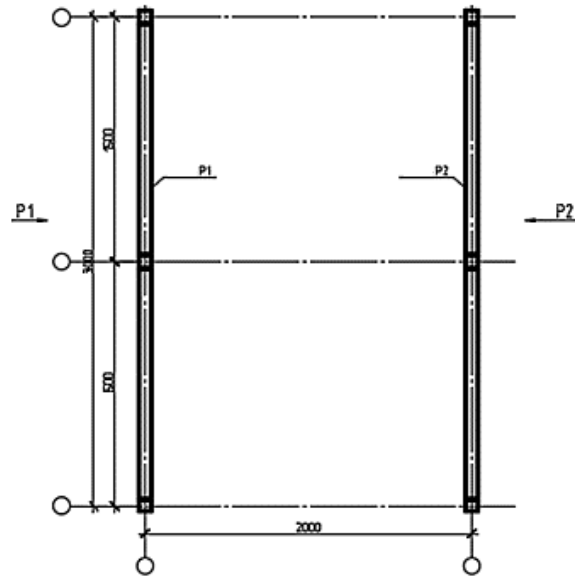
а)



б)

а – креслення збірної колони; б-креслення збірної частини балки;
в -схема розташування рам.

Рисунок 2.1 – Виготовлення експериментальних зразків



в)

а – креслення збірної колони; б-креслення збірної частини балки;
в -схема розташування рам.

Рисунок 2.1, аркуш 2

Випробуванню піддалися 2 плоских 2-поверхових і 2-пролітних рам (P1 і P2), що розташовуються одна навпроти одної. Завантаження обох рам відбувалося одночасно.

Конструктивно рами P1 і P2 не відрізнялися один від одного. Крім того, за величиною та порядком застосування навантаження також обидві рами були між собою повністю ідентичні.

Склад бетонної суміші монолітного легкого бетону (керамзитобетону) підбирався таким чином, щоб забезпечити клас бетону C10/15. В основному це вдалося забезпечити, хоча виявились і певні відхилення. Фактична міцність бетону збірної та монолітної частин визначалася в лабораторії шляхом випробування бетонних кубиків, а також визначалися (додатково) вимірювачем міцності бетону, призначеним для оперативного неруйнівного контролю міцності методом ударного імпульсу. У цьому результати виміру міцності збірного бетону не наведено, оскільки стабільно показаний результат кл. C20/25.

2.3 Методика проведення експериментальних досліджень

Експериментальна модель (рисунок 2.2) представлена двома плоскими рамами (P1, P2) розташовані один проти одного і завантажуються одночасно.

Загальні габарити кожної рами такі:

- кількість прольотів – 2;
- кількість поверхів – 2;
- проліт – 1500 мм;
- висота поверху – 600 мм; - масштаб моделі – 1:4;
- відстань між рамами P1 та P2 – 2,0 м; - перетин колон – 70x70(h) мм;
- переріз збірної частини балок – 70x70(h) мм;
- висота монолітної частини балок - 40 мм;
- переріз збірно-монолітної балки – 70x110(h) мм.

Монтаж і завантаження плоских рам здійснювалося одночасно і навантаженням однакової величини, таким чином (рисунок 2.2):

1.1-й етап – монтаж збірних частин та їх завантаження попереднім навантаженням, яке моделює в реальній споруді навантаження збірних елементів монтажним навантаженням, такі як власна вага самого збірного елемента та інших елементів, що спираються на нього, а також вага монолітного бетону.

На даному етапі плоска рама є геометрично незмінною статично невизначеною системою з наступними граничними умовами:

- жорстке защемлення колони з основою, влаштоване шляхом вставки та розклинювання в металевій опорі, що нерухомо сполучається анкерами з бетонною силовою підлогою;

- шарнірне сполучення ригеля (збірної частини) з колоною, що виконується за допомогою спирання ригелів на металеві столики (тимчасові кондуктори), змонтовані на колонах.

Навантаження на 1-му етапі прикладалася шляхом підвісу на гнучких тросах бетонних блоків (середня вага 0,551 кН), забезпечуючи, таким чином, зону чистого

вигину (якщо не враховувати власну вагу балок) в середині прольоту між точками підвісу.

Завантаження кожного ригеля відбувалося за 2 етапи – по 1 блоку за кожен етап. Таким чином, прикладене зовнішнє зусилля після закінчення 1-го етапу становило $P = 0,552$ кН, а загальне навантаження на збірну частину кожної балки на 1-му етапі склало 1,12 кН.

2. 2-й етап - установка поздовжньої арматури в опорній зоні ригелів і укладання монолітного легкого бетону і після набору ним необхідної міцності відбувається завантаження збірно-монолітної конструкції додатковим навантаженням, що моделює монтажне навантаження, таке як вагу конструкцій підлоги, перегородок, не несучих стін та експлуатаційне навантаження.

На даному етапі плоска рама є геометрично незмінною статично невизначеною системою з наступними граничними умовами:

- жорстке защемлення колони з основою, влаштоване шляхом вставки та розклинювання в металевій опорі, що нерухомо сполучається анкерами з бетонною силовою підлогою;

- жорстке сполучення ригеля з колоною, яке виконується за рахунок наявності поздовжньої арматури в монолітному бетоні.

На час проведення досліджень у рамках 2-го етапу з метою забезпечення безпеки проведення експерименту металеві столики (тимчасові кондуктори), змонтовані на колонах, не забиралися.

На другому етапі між паралельно розташованими плоскими рамами були встановлені дерев'яні балки, на які в подальшому процесі завантаження укладалися бетонні завантажувальні блоки (середня вага 0,551 кН). Розташування балок було таким, що прикладання навантаження в рамках 2-го етапу відбувався рівно в тих же місцях, що й прикладання навантаження на 1-му етапі, в точках розташування гнучких тросів. При цьому навантаження, раніше прикладене на 1-му етапі не знімалося з рам. У результаті раніше забезпечена зона чистого вигину залишилася без змін. Алгоритм завантаження зберігався аналогічний 1-го етапу, тобто. спочатку були завантажені повним навантаженням нижні ригелі, а згодом верхні.

Завантаження відбувалося шляхом одночасного симетричного укладання на дерев'яні балки 2-х бетонних блоків, таким чином після кожного кроку завантаження на прикладалася сила $P = 0,276$ кН.

В рамках 2-го етапу завантаження конструкція не була доведена до руйнування, виходячи з міркувань техніки безпеки.

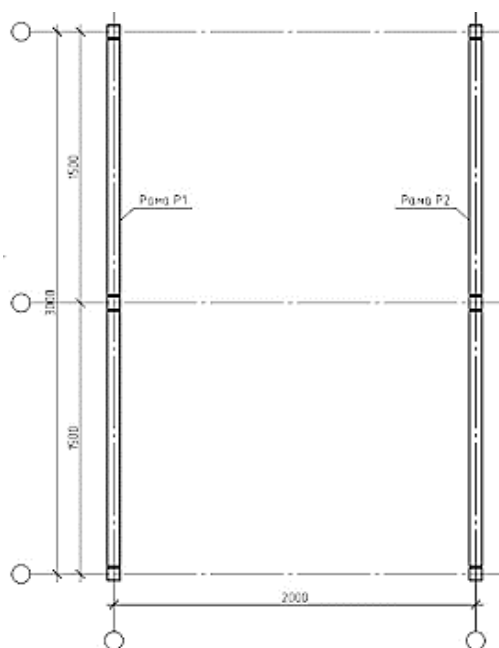
Максимальне зусилля P , яке було створено в процесі експерименту, склало:

- ригелі нижнього ярусу – $P = 1,65$ кН;

- ригелі верхнього ярусу – $P = 2,21$ кН (одна половина рам) та $P = 1,935$ кН (інша половина рам).

При цьому загальне навантаження, яке прийшло на кожен балку, становило: ригелі нижнього ярусу $3,31$ кН; ригелі верхнього ярусу – $P = 4,41$ кН (одна половина рам) та $P = 3,86$ кН (інша половина рам).

З метою страхівки від можливого падіння було змонтовано цегляні стовпи, спирання конструкції, на які, звичайно, не відбувалося.



а)

а – схема розташування рам (P1 та P2);

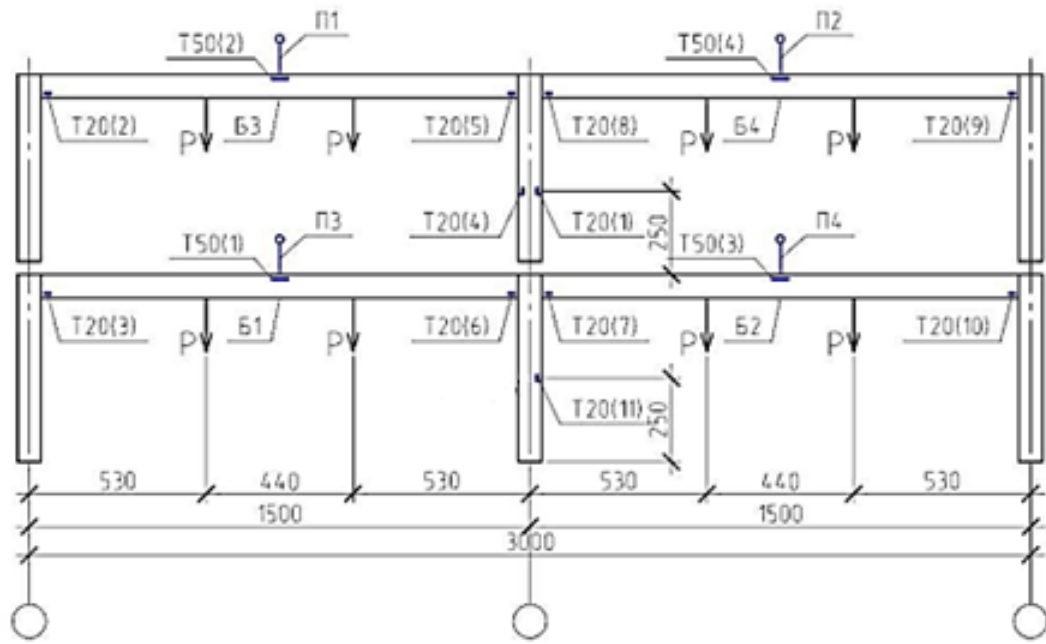
б- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P1 на 1-му етапі;

в- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P1 на 2-му етапі;

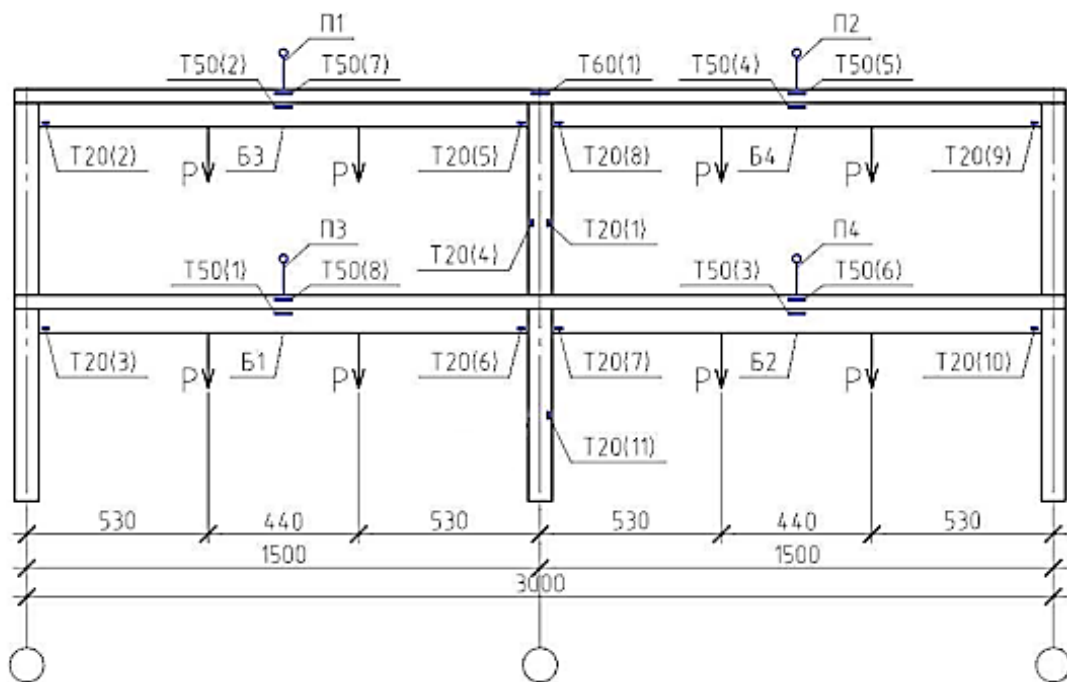
г – схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P2 на 1-му етапі;

д- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P2 на 2-му етапі.

Рисунок 2.2 – Завантаження та схема розташування вимірювальної апаратури на конструкціях рам P1 та P2



б)



в)

а – схема розташування рам (P1 та P2);

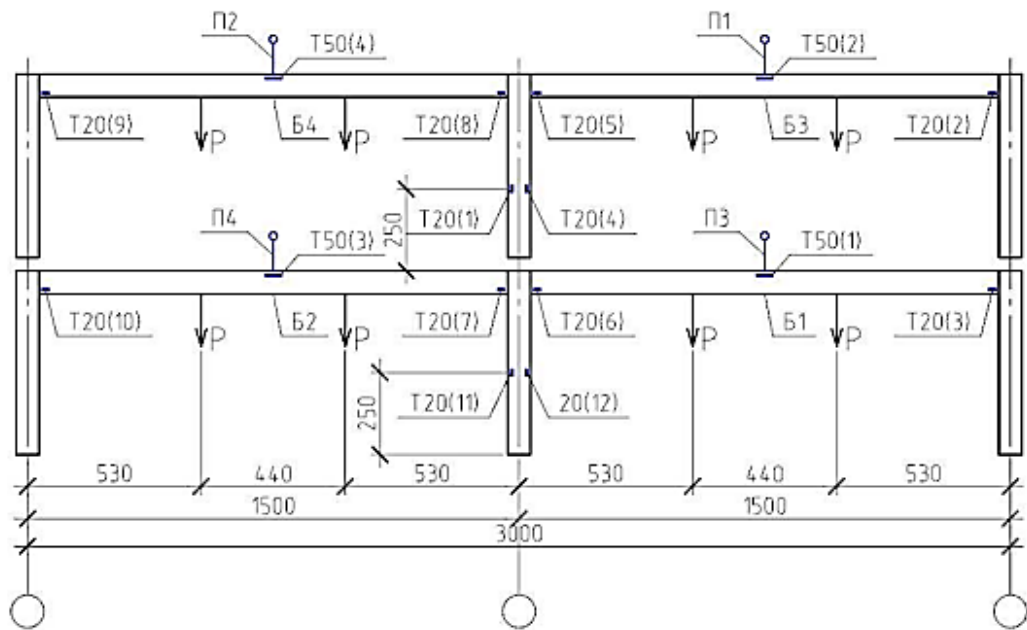
б- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P1 на 1-му етапі;

в- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P1 на 2-му етапі;

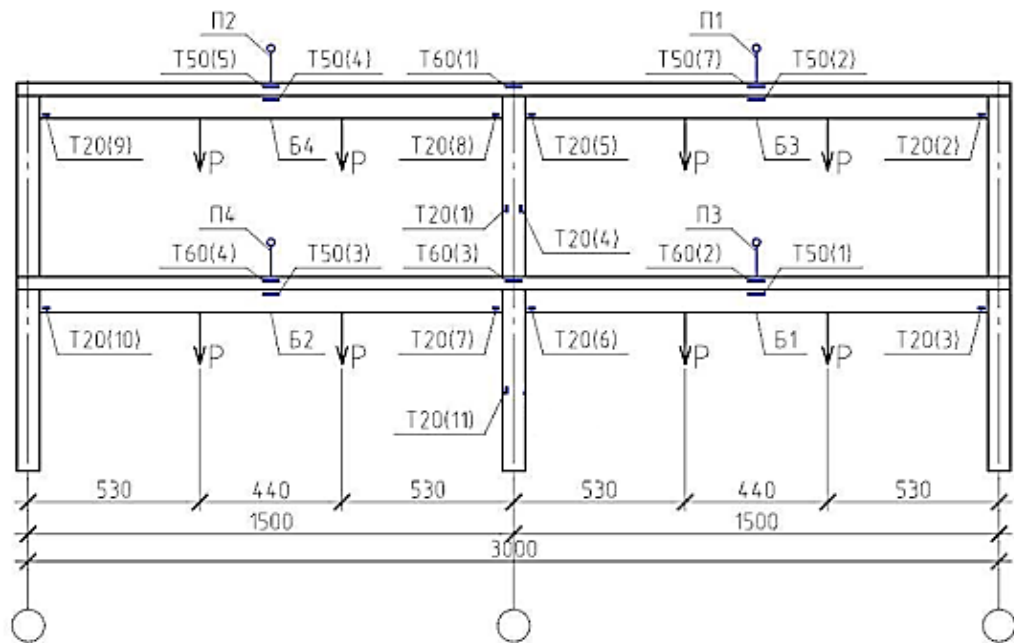
г – схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P2 на 1-му етапі;

д- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P2 на 2-му етапі.

Рисунок 2.2, аркуш 2



г)



д)

а – схема розташування рам (P1 та P2);

б- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P1 на 1-му етапі;

в- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P1 на 2-му етапі;

г – схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P2 на 1-му етапі;

д- схема завантаження та розташування вимірювальної апаратури рами P2 на 2-му етапі.

Рисунок 2.2, аркуш 3

2.4 Методика визначення напружено-деформованого стану дослідних зразків

При проведенні експериментальних досліджень були використані наступні прилади та обладнання :

- прогиномір (позначення на схемі – П1);
- тензорезистори, що розміщуються на бетоні базою 20 мм (Т20), 50 мм (Т50) та 60 мм (Т60);
- тензометрична система вимірювальна;
- мікроскоп.

На всіх зразках по одній (зовнішній) грані виставлялися тензометричні датчики, підключені до тензометричної вимірювальної системи.

Тензометричні датчики Т50 і Т60 розміщувалися на бетоні в нижній та верхній зонах збірної та монолітного бетонів.

Прогиномири П1 розміщувалися в центрі балки.

2.5 Результати випробувань дослідних зразків

Перш за все констатуємо кілька фактів, які є загальними для обох плоских рам:

- взаємне зміщення монолітної та збірної частин щодо один одного не відбулося. Спільність деформування збірної та монолітної частин була забезпечена рахунок нагельного ефекту рівномірно розставленої по всій довжині балки поперечної арматури;

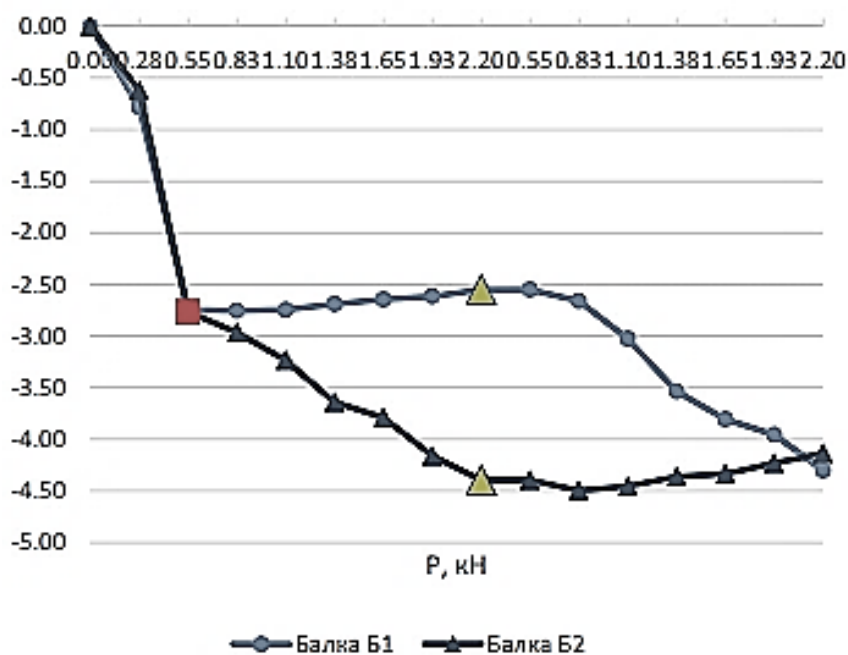
- процес деформування рам виглядає логічно, що виявляється у рівномірному зростанні прогинів балки, деформацій бетону та арматури на обох етапах завантаження до моменту закінчення завантаження. Причому після набору монолітним бетоном необхідної міцності інтенсивність приросту прогинів та деформацій уповільнюється;

- утворення перших тріщин у всіх ригелях плоских рам P1 і P2 відбувалося на 1-му та 2-му кроках 1-го етапу завантаження;

- всі колони рам зберегли цілісність і на них не було виявлено будь-яких ознак руйнування.

2.5.1 Прогини

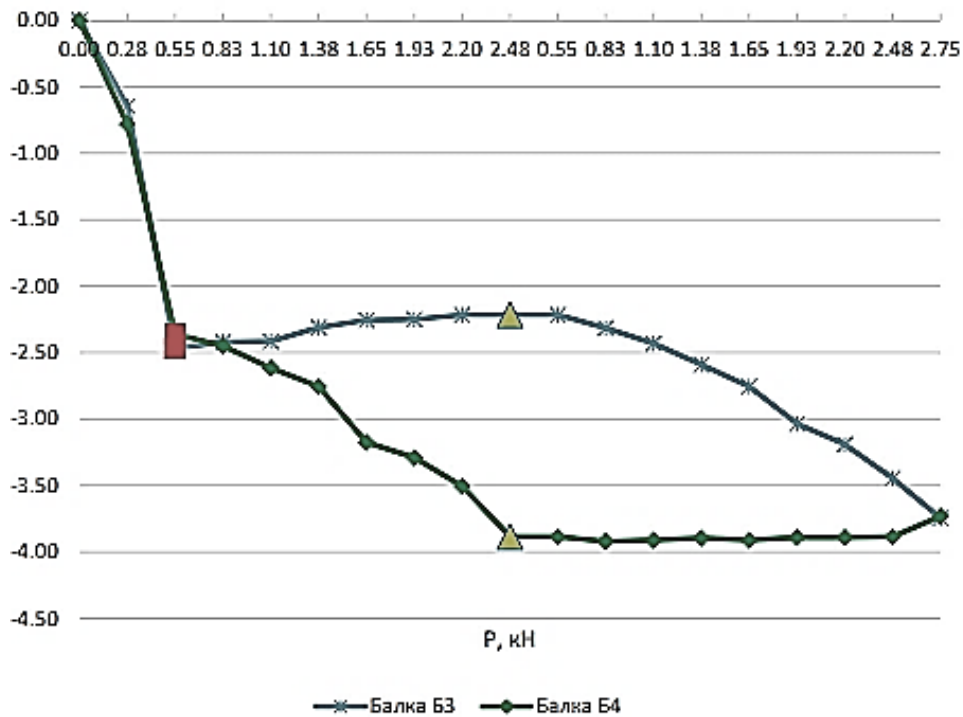
Графік наростання прогинів представлений рисунку 2.3, де великий червоний квадрат позначає закінчення 1-го етапу, а далі деформування конструкції рамах 2-го етапу. Жовтий трикутник говорить про закінчення або початок безпосереднього завантаження кожної окремої балки рами.



а)

а – балки Б1, Б2; б – балки Б3, Б4.

Рисунок 2.3 – Графік середніх прогинів балок рам



б)

а – балки Б1, Б2; б – балки Б3, Б4.

Рисунок 2.3, аркуш 2

Характер деформування обох експериментальних рам Р1 і Р2 схожий між собою, логічний і при цьому простежуються певні закономірності:

- різна інтенсивність приросту прогинів кожному етапі завантаження. На 1-му етапі, коли включена в процес деформування тільки збірна частина, наростання прогинів відбувається більш інтенсивно, ніж на етапі 2, коли в процес деформування вже включився монолітний бетон. Цей процес абсолютно логічний, оскільки після набору монолітним бетоном необхідної міцності згинальна жорсткість зразків суттєво збільшується;

- в рамках деформування на 2-му етапі збільшується прогин балок, які безпосередньо навантажуються в цей момент. При цьому балки в суміжному прольоті зазнають деформації вигину, що викликано нерозривністю монолітної частини балок рам;

- на 1-му етапі деформування кожна окрема балка рам Р1 і Р2 деформувалася як однопролітна шарнірно-оперта балка. Після набору монолітним бетоном необхідної міцності і по суті об'єднанням збірних балок воєдино за рахунок

монолітного бетону, армованого в опорній частині, в рамках 2-го етапу завантаження суміжні балки рам деформуються вже як одна багатопролітна нерозрізна балка;

- значення прогинів всіх балок були приблизно рівними між собою. Середні величини прогину всіх балок в експериментальних зразках P1 та P2 в рамках 1-го етапу знаходилися в діапазоні 0,63 ... 0,78 мм (осереднє значення 0,71 мм) при навантаженні $P = 0,28$ кН і 2,36 ... 2,77 мм (осереднє значення 2,59 мм) при навантаженні $P = 0,55$ кН.

Середні значення інтенсивності зростання прогину на 1 кН збільшення навантаження на 1-му етапі в балках рам P1 і P2: B1 – 5,19 мм/кН; B2 – 5,74 мм/кН; B3 – 4,32 мм/кН; B4 – 4,08 мм/кН.

У спочатку навантажуваних балках B2 і B4 рам P1 і P2 середні значення прогинів після закінчення безпосереднього їх завантаження склали 4,40 мм і 3,89 мм, відповідно (середнє значення прогину 4,15 мм). Після закінчення безпосереднього навантаження балок B2 і B4 і початку навантаження суміжних балок B1 і B3, прогини в балках B2 і B4 трохи знизилися складемо на останньому кроці навантаження 4,14 мм і 3,73 мм, відповідно (середнє значення 3,94 мм). Закінчення безпосереднього етапу навантаження балок B2 і B4 рисунку 2.3 відповідає жовтому трикутнику.

У балках B1 і B3, навантаження яких не відбувається з початку етапу 2, у міру навантаження суміжних балок B2 і B4 відзначається зниження величини прогину, і, в результаті, до моменту безпосереднього навантаження балок B1 і B3 рам P1 і P2 прогини склали 2 55 мм і 2,22 мм (середнє значення 2,39 мм), відповідно. Далі після безпосереднього навантаження балок B1 і B3 прогини збільшилися і досягли значення 4,30 мм і 3,75 мм, відповідно (середнє значення 4,03 мм). Початок безпосереднього етапу навантаження балок B1 і B3 рисунку 2.4 відповідає жовтому трикутнику.

Середні значення інтенсивності зростання прогину на 1 кН збільшення навантаження на 2-му етапі в балках рам P1 і P2 у процесі безпосереднього

завантаження, склали: Б1 – 0,95 мм/кН; Б2 – 0,84 мм/кН; Б3 – 0,59 мм/кН; Б4 – 0,72 мм/кН.

Як впливає з отриманих результатів, на другому етапі навантаження в міру навантаження одного з прольотів відбувається вигин суміжного прольоту, що пояснюється нерозривністю збірно-монолітної балки, що забезпечується нерозривністю монолітного бетону.

2.5.2 Тріщини

Перші тріщини у рамках Р1 і Р2 фіксувалися на першому етапі навантаження, тобто у процесі деформування лише збірної частини (рисунок 2.5), переважно на другому етапі завантаження (при $P = 0,56$ кН). Однак, у парі балок тріщини утворилися на 1-му етапі навантаження (при $P = 0,27$ кН).

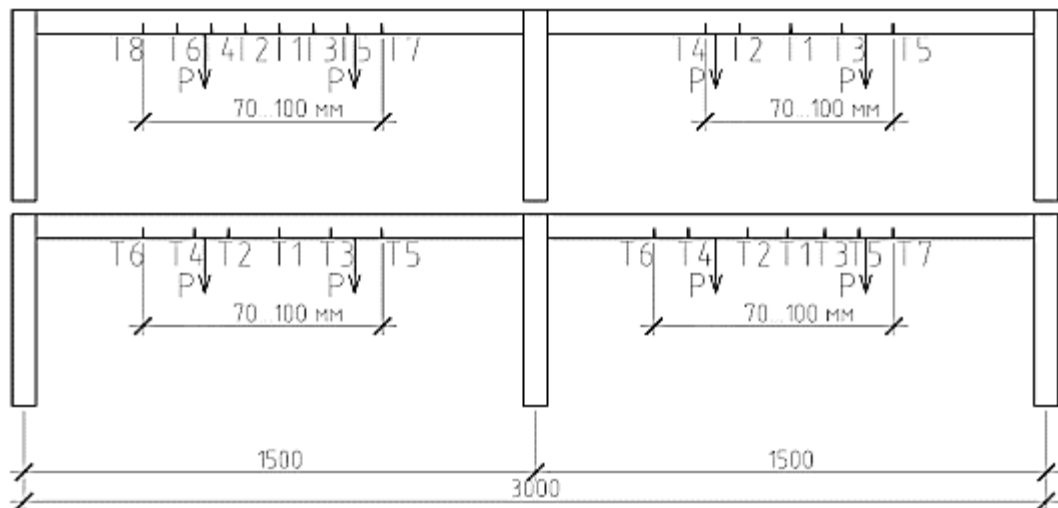
Утворення тріщин відбувалося в середині прольоту балки в зоні максимального згинального моменту (зона чистого вигину) в проміжку між точками докладання зосередженого навантаження P . Перші волосяні тріщини, що утворилися, мали висоту поширення близько 20...30 мм, а ширина розкриття не перевищувала 0,05 мм.

У результаті, на момент закінчення 1-го етапу навантаження у всіх балках рам Р1 і Р2 зафіксовані близько 5-8 волосяних тріщин глибиною 20...30 мм. Причому між точками застосування навантаження розміщувалося близько 3...5 тріщин і 2...4 тріщини розміщувалися за цими точками у бік опор.

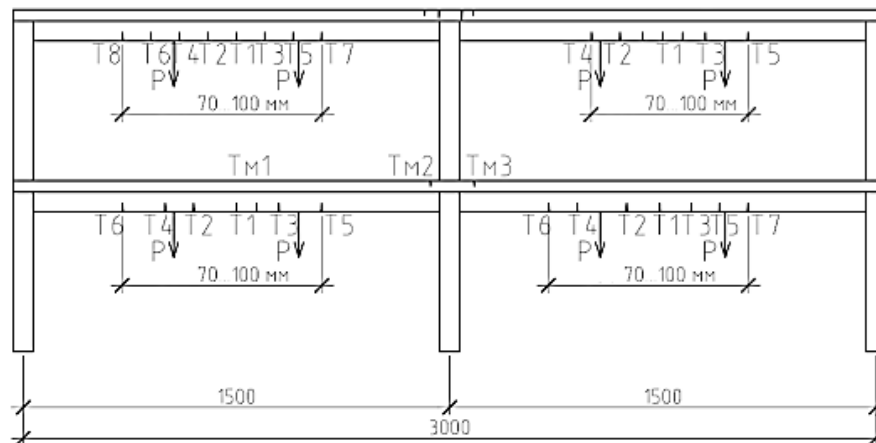
Крок розташування тріщин становив 70...100 мм.

У міру збільшення навантаження висота розвитку тріщин суттєво не зростала.

На колонах тріщин зафіксовано не було.



а)



б)

а – схема тріщиноутворення на 1-му етапі; б – схема тріщиноутворення на 2-му етапі.

Рисунок 2.4 – Тріщиноутворення

Характер розвитку картини тріщиноутворення на 2-му етапі завантаження в балках рам P1 і P2 приблизно однаковий між собою, а саме:

- раніше утворені тріщини, в прольоті збірної частини збільшилися по ширині розкриття, але без істотного збільшення їх висоти. Перерізу збірної частини тріщиною зафіксовано не було;

- в декількох балках відбулося утворення 1 ... 3 нових тріщин у центрі прольоту між точками прикладання навантаження в тих місцях, де відстань між

тріщинами у збірній частині, що утворилися в рамках 1-го етапу, становила 120 мм і більше;

- тріщини в монолітному бетоні утворювалися у районі середньої опори, як і верхньому, і нижньому рівнях при навантаженнях $P = 5$ кН і більше;

- в балці верхнього рівня відстань між тріщинами над середньою опорою в монолітному бетоні становила 40...100 мм і загальна кількість їх становила 4...5 шт. Висота тріщин становила 20...40 мм, тобто. одна з тріщин перетинала повністю монолітний бетон але не переходила до збірної частини;

- в балці нижнього рівня утворилося 2 тріщини по 1 шт. на кожній балці Б1 та Б2 приблизно на відстані 30...50 мм від грані колони. Глибина поширення тріщин становила 20 мм, тобто, повного прорізування монолітного бетону не відбулося;

- не фіксувалися тріщини крайніх опорах;

- не фіксувалися якісь горизонтальні тріщини, у тому числі і по шву сполучення бетонів;

- не фіксувався перехід тріщин зі збірної частини до монолітної і навпаки, з монолітної частини до збірної;

- ширина розкриття тріщин на останньому етапі завантаження становила 0,2 ... 0,5 мм.

З результатами візуального огляду збігаються і дані тензометрії, де датчики, розміщені у верхній частині збірного бетону, фіксували при навантаженнях близьких до навантажень, що відповідають утворенню тріщин, досягнення граничних деформацій, в монолітному бетоні на середній опорі.

2.5.3 Деформації бетону (збірного та монолітного)

На рисунку 2.6 представлені графіки деформування збірного та монолітних бетонів, де великий червоний квадрат позначає закінчення 1-го етапу, а далі деформування конструкції в рамках 2-го етапу.

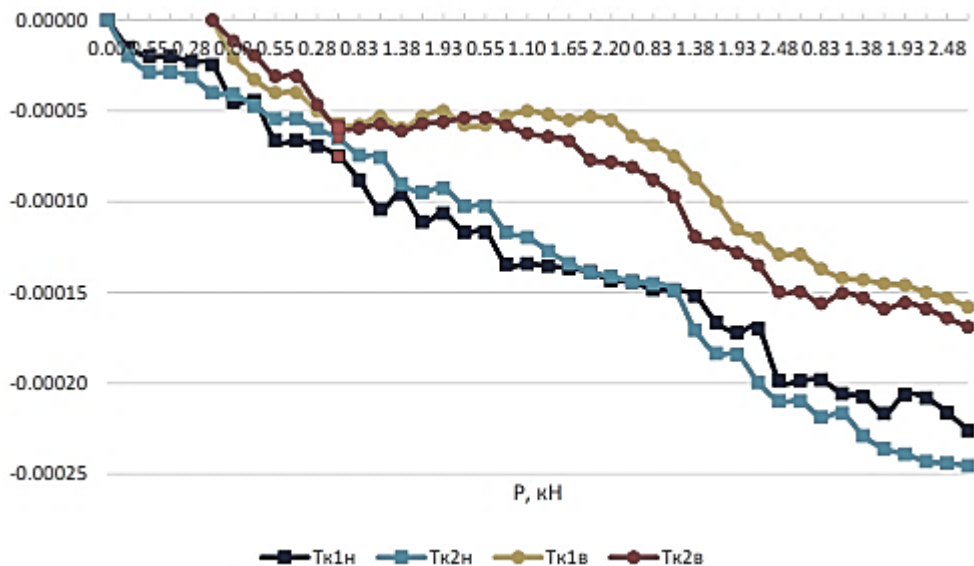


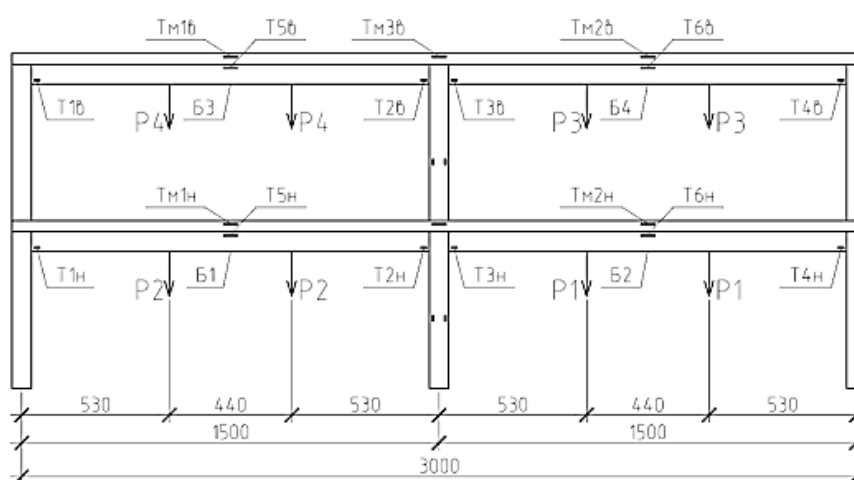
Рисунок 2.5 – Графік деформування бетонів

Виділимо загальні риси деформування, які властиві всім балкам, що завантажуються двоетапно, а саме:

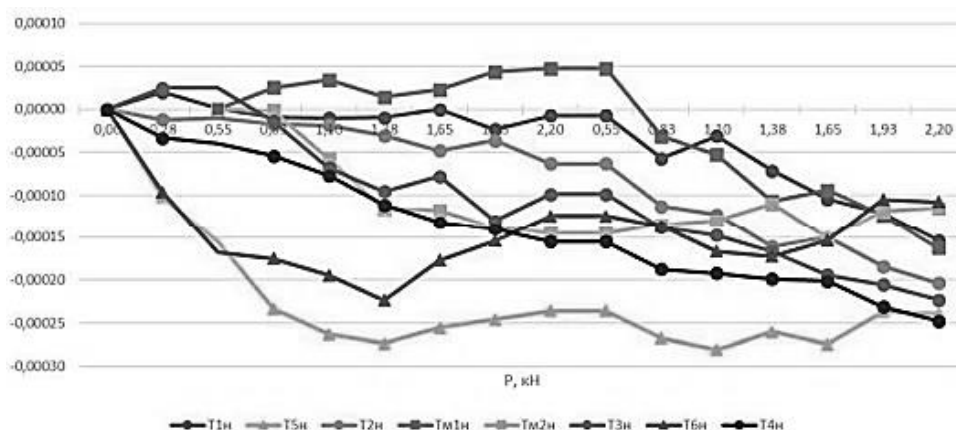
- картина деформування балок приблизно однакова між собою;
- на 1-му етапі завантаження збірної частини відбувається класичне деформування згинального елемента з виникненням деформацій розтягу в нижній зоні та деформаціями стиску у верхній. У цьому зростання деформацій відбувається поступово;
- в рамках 1-го етапу навантаження у верхній зоні збірної частини з'являються, що цілком природно, деформації стиску. На другому етапі навантаження в цій зоні приріст деформацій стиску припиняється і відзначається зниження утворених на 1-му етапі завантаження деформацій стиску. Цей факт говорить про те, що на другому етапі змінилося місце розташування нейтральної осі елемента у зв'язку зі зміною його висоти, і раніше стиснена зона збірного бетону починає розтягуватися. Однак, в силу не однакового розміщення тензOMETричних датчиків по висоті, а також локальних недосконалостей кожного експериментального зразка деформації стисненого бетону залишилися в одних і тих же межах або трохи збільшилися.

- утворені на 1-му етапі деформації стиску верхньої зони збірної частини, по суті, виконують функцію попереднього напруження, що призводить або до зниження розтягуючих напружень або до більш пізньої їх появи;

- деформування верхньої зони монолітного бетону відбувається рівномірно з урахуванням нерівномірності почергового навантаження прольотів і досягає граничних значень (на стиск) тільки в надпорній зоні між двома прольотами на четвертому ступені другого етапу навантаження. Спостереження утворення у цій зоні тріщин $T_m 3...6$ лише підтверджує ці дані.



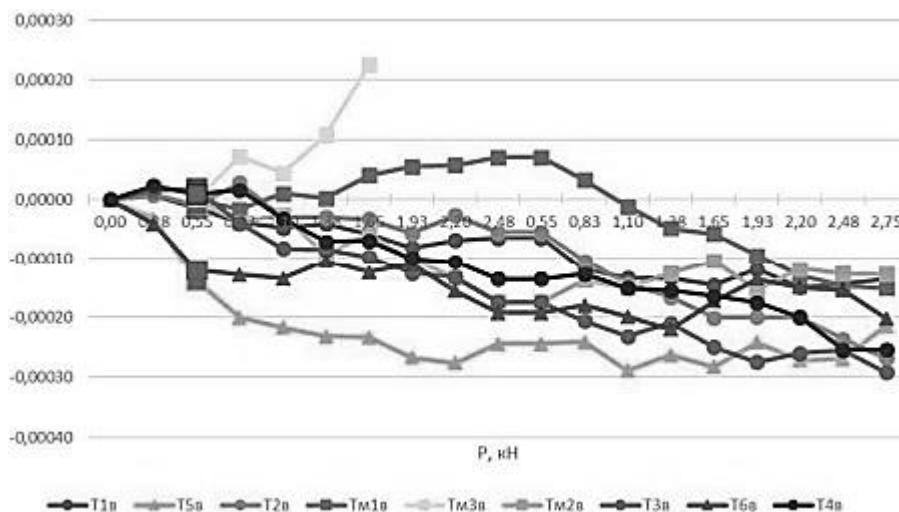
а)



б)

а – схема маркування тензометричних датчиків; б – графік середніх відносних деформацій збірного та монолітного бетонів балки нижнього ярусу; в – графік середніх відносних деформацій збірного та монолітного бетонів балки верхнього ярусу.

Рисунок 2.6 - Відносні деформації бетону балок рам P1 та P2



в)

а – схема маркування тензометричних датчиків; б – графік середніх відносних деформацій збірного та монолітного бетонів балки нижнього ярусу; в – графік середніх відносних деформацій збірного та монолітного бетонів балки верхнього ярусу.

Рисунок 2.6, аркуш 2

У всіх балках на 1-му етапі завантаження в стиснутій зоні збірного бетону поступово відбувається приріст деформацій стиску в міру збільшення навантаження. Значення деформацій у балках нижнього ярусу після першого етапу завантаження склали 0,000156...0,000168, в балках верхнього ярусу після закінчення першого етапу завантаження – 0,000121...0,000139. Однак, після того, як монолітний бетон набирав міцність і включався в процес сприйняття навантаження, то приріст деформацій стиснення припинявся у верхній частині збірного бетону і далі або залишався приблизно на тому ж рівні з деяким коливанням величини напруги (для балки нижнього ярусу Б1 в межах 0,000234...0,000281 із середнім значенням 0,000254 (Т5н), для балки нижнього ярусу Б2 в межах 0,000105...0,000224 із середнім значенням 0,000159 (Т6н); 0,000289 із середнім значенням 0,000249 (Т5в); для балки верхнього ярусу Б4 не більше 0,000105...0,000220 із середнім значенням 0,000160 (Т6в)).

Включення в процес деформування монолітного бетону відбувається з нульової напруги з моменту початку 2-го етапу завантаження. Деформація верхньої

монолітної зони відбувається ідентично для нижнього і верхнього ярусу: у той час, як завантажується сусідній проліт, в монолітній частині балки виникають розтягувальні напруги, які потім переходять у стискаючі при завантаженні вже цієї балки, на графіку це можна відзначити як для T_{m1n} , так і для T_{m1v} , у балці ж, яка завантажується першою (Б2 і Б4) спочатку наростають стискаючі напруги, частина з яких знижується при завантаженні сусіднього прольоту. Для балки Б2 йде зростання стискаючих напруги до 0,000145, потім зниження до 0,000115, аналогічно, в балці Б4 - зростання до 0,000175, потім зниження до 0,000128.

Далі деформації верхньої (найбільш стиснутої) зони монолітного бетону збільшуються рівномірно в міру збільшення навантаження, однак, вони досягають граничних значень тільки над опорою між двома прольотами (T_{m3v}), в інших місцях зрештою руйнація відбувається через плинність арматури. Максимальні середні деформації, що стискають, зафіксовані при випробуванні в монолітній частині балки Б1 склали 0,000163, для Б2 0,000145, для балок Б3 і Б4 0,000151 і 0,000175, відповідно.

Візуальний огляд колон показав відсутність будь-яких ознак руйнації.

2.6 Висновки

Проведені експериментальні дослідження дозволили зробити такі висновки:

1. Врахування поетапного залучення в процес деформування збірної та монолітного бетонів істотно змінює картину напружено-деформівного стану збірно-монолітного елемента, що згинається. Цей факт призводить до обов'язкової необхідності обліку при проектуванні та будівництві поетапності включення до процесу деформування окремих складових частин збірно-монолітного елемента;

2. Величина попереднього навантаження збірної частини не суттєво впливає на напружено-деформівний стан, а також на несучу здатність збірно-монолітної конструкції в рамках 2-го етапу, на що вказують отримані графіки відносних прогинів що знаходяться в близьких підсумкових значеннях між собою;

3. Поетапне включення в процес деформування монолітного бетону позитивно позначається на несучій здатності і характеру напружено-деформівного стану збірно-монолітного елемента в цілому, порівняно з одномоментно виготовленим і бетонами, що одразу включаються до деформування.

4. На 1-му етапі, коли включена в процес деформування тільки збірна частина, наростання прогинів відбувається більш інтенсивно, ніж на етапі 2, коли в процес деформування вже включився монолітний бетон. Цей процес абсолютно логічний, оскільки після набору монолітним бетоном необхідної міцності згинальна жорсткість зразків суттєво збільшується;

5. На 1-му етапі завантаження збірної частини відбувається класичне деформування згинального елемента з виникненням деформацій розтягу у нижній зоні та деформаціями стиску у верхній. У цьому випадку зростання деформацій відбувається поступово.

6. На другому етапі завантаження в цій зоні приріст деформацій стиску припиняється і відзначається зниження виниклих на 1-му етапі завантаження деформацій стиску. Цей факт говорить про те, що на другому етапі змінилося місце розташування нейтральної осі елемента у зв'язку зі зміною його висоти і раніше стиснена зона збірного бетону починає розтягуватися.

РОЗДІЛ 3

ЧИСЛОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ НДС ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПЛОСКИХ РАМ

3.1 Формулювання завдань чисельних досліджень

У цьому розділі кваліфікаційної роботи вирішувалися такі завдання:

- чисельне дослідження, що охоплює аналіз напружено-деформованого стану збірно-монолітної рами на різних стадіях монтажу та в експлуатації, включаючи взаємодію збірної та монолітної частин ригеля
- визначення несучої здатності збірно-монолітного ригеля.

3.2 Основні теоретичні положення

Для проведення чисельного моделювання було використано програмний комплекс під назвою "Ліра", який базується на методі скінченних елементів (МСЕ) - чисельному методі дискретизації. ПК "Ліра" здатен розрахувати моделі з великою кількістю скінчених елементів, до кількох десятків тисяч.

ПК «Ліра» призначений для розрахунку конструкцій на міцність та стійкість з використанням чисельного аналізу роботи конструкцій та споруд під впливом різних видів зовнішніх навантажень. Також існує велика бібліотека скінченних елементів для вирішення як лінійних, так і фізично і геометрично нелінійних та контактних завдань.

У лінійних задачах існує пряма пропорційність між навантаженнями та переміщеннями внаслідок невеликих переміщень, а також між напругами (зусиллями) та деформаціями відповідно до закону Гука. Тому для лінійних завдань справедливий принцип суперпозиції та незалежності дії сил.

У фізично нелінійних задачах відсутня пряма пропорційність між напруженнями та деформаціями. Матеріал конструкції підпорядковується нелінійному закону деформування. Закон деформування може бути симетричним та несиметричним – з різними межами опору розтягу та стиску. Вирішення цих завдань проводиться кроковим методом.

У геометрично нелінійних задачах відсутня пряма пропорційність між деформаціями та переміщеннями. У задачах конструктивної нелінійності має місце зміна розрахункової схеми в міру деформування конструкції, наприклад, в момент досягнення певної точки конструкції певної величини переміщення виникає контакт цієї точки з опорою.

У кваліфікаційній роботі при чисельних дослідженнях вирішувалася фізично нелінійна постановка завдання, оскільки вона дозволяє моделювати роботу бетону та арматури усім стадіям навантаження. Моделювання фізичної нелінійності матеріалів конструкцій здійснюється за допомогою фізично нелінійних скінченних елементів, що сприймають інформацію з розвиненої бібліотеки законів деформування матеріалів.

Нелінійний розрахунок у ПК «Ліра» виконується із застосуванням крокового методу, ідея якого ґрунтується на відстеженні поведінки системи при відносно малих приростах навантаження. У цьому кожному кроці вирішується лінеаризована система рівнянь для поточного збільшення вектору вузлових навантажень, сформованого конкретного навантаження.

Модифікації крокового методу:

- простий кроковий;
- кроково-ітераційний.

Простий кроковий метод вирішує лінеаризовану задачу на кожному кроці та у припущенні, що це рішення є досить точним, реалізується перехід до наступного кроку навантаження. Похибка вирішення нелінійного завдання не контролюється, кількість кроків задається користувачем.

При кроково-ітераційному методі проводиться ітераційне уточнення рішення на кожному кроці з коригуванням лінеаризованої матриці жорсткості на кожній ітерації.

Для моделювання конструкції каркасу зі збірно-монолітного залізобетону застосовувалися такі види фізично нелінійних СЕ:

- 231 - фізично нелінійний паралелепіпед;

-210 - універсальний просторовий стрижневий СЕ. Стрижневий елемент моделює роботу арматурних стрижнів, об'ємну роботу бетону. Під час розрахунків застосовувався кроково-ітераційний метод. Навантаження прикладалось з імітацією процесу монтажу. Після кожного етапу завантаження аналізувалась розрахункова схема.

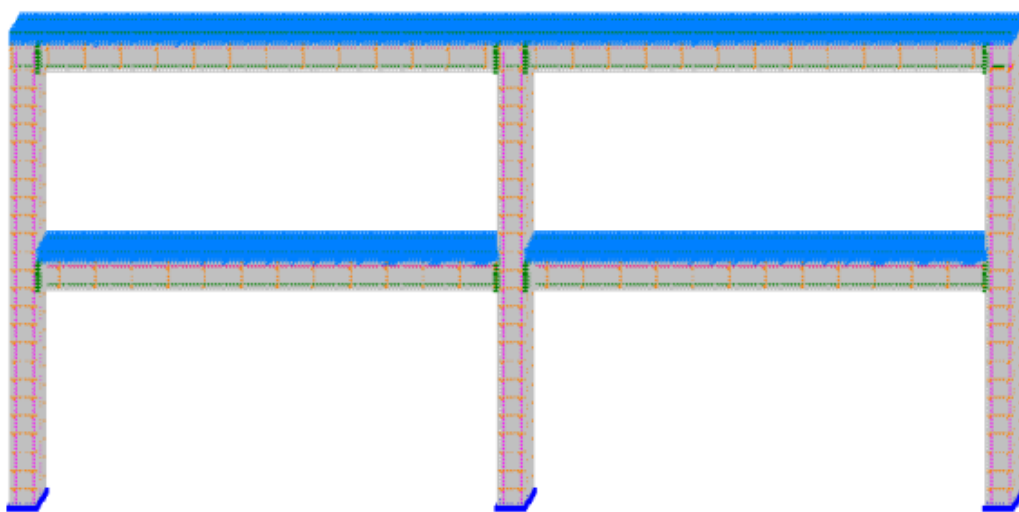
3.3 Параметри розрахункової моделі збірно-монолітної рами

Розрахункова модель рами включає в себе збірну та монолітну частини. Збірна частина з важкого бетону С20/25, колони мають розміри 70х70х1200 (мм) і армувалися 4 поздовжніми стрижнями Ø8А400 та поперечною арматурою Ø4В500 з кроком 50 мм, збірні частини ригелів перерізом 70х70х1410 з поздовжньою арматурою Ø3В1500 та 2Ø3В500, поперечна арма.

Монолітна частина, виконувалася з легкого конструктивного бетону класу С15/20 на збірній частині ригеля і мала висоту 40 мм.

Жорсткість задаємо чисельно за допомогою введення значення в текстовий рядок, у розділі спеціальні перерізи редактора жорсткостей.

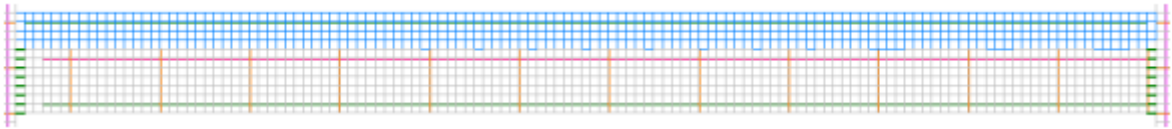
На рисунку 3.1 представлена розрахункова схема рам.



а)

а - розрахункова схеми рами; б - розрахункова схема ригеля.

Рисунок 3.1 – Розрахункові схеми



б)

а - розрахункова схеми рами; б - розрахункова схема ригеля.

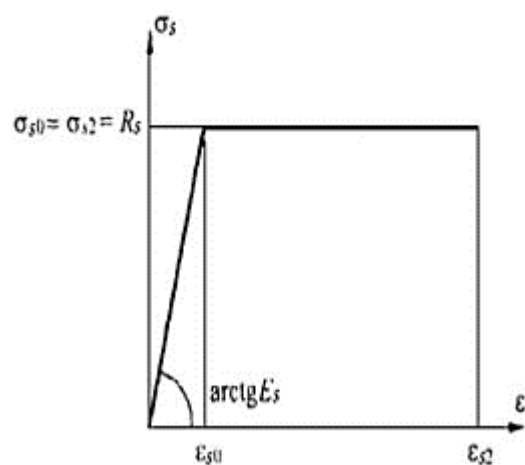
Рисунок 3.1, аркуш 2

З'єднання на опорах приймаємо шарнірним. Навантаження прикладалось у кілька етапів. Аналогічно з експериментальною частиною.

3.3.1 Діаграми деформування матеріалів

При чисельних дослідженнях у програмному комплексі «Ліра» враховувалась фізична нелінійність роботи матеріалів. Для цього використовувався 21-й (експоненційний) закон деформування для бетону та 14-й (шматково-лінійний) закон деформування для арматури, закладені у програмному комплексі.

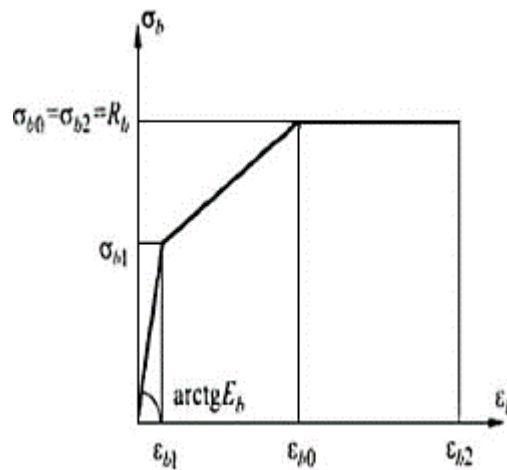
З метою опису нелінійної роботи бетону використовувалася трилінійна діаграма деформування, запропонована [22] (рисунок 3.2).



а)

а – дволінійна діаграма стану арматури; б – трилінійна діаграма стисненого бетону.

Рисунок 3.2 – Діаграми стану



б)

а – дволінійна діаграма стану арматури; б – трилінійна діаграма стисненого бетону.
Рисунок 3.2, аркуш 2

Отримуємо дані для побудови трилінійної діаграми стану бетону під час стиснення.

Значення напруги прийняті:

Для легкого бетону класу С15/20:

$$\sigma_{b1} = 0,6R_b = 0,6 \cdot 9,5 = 5,7 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b0} = \sigma_{b2} = R_b = 9,5 \text{ МПа}.$$

Для бетону класу В25

$$\sigma_{b1} = 0,6R_b = 0,6 \cdot 18,5 = 11,1 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b0} = \sigma_{b2} = R_b = 18,5 \text{ МПа}.$$

де R_b - обчислювальний опір бетону осьовому стиску (9,5 МПа для легкого бетону класу С15/20; 18,5 МПа для бетону класу С20/25).

Значення відносних деформацій прийняті:

Для бетону класу С20/25:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_{b1}} = \frac{11,1}{27 \cdot 10^3} = 0,00041$$

$$\varepsilon_{b0} = 0,0001$$

$$\varepsilon_{b2} = 0,0035$$

Для бетону класу С10/15:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_{b1}} = \frac{5,7}{14 \cdot 10^3} = 0,00041$$

Нелінійна робота бетону на розтяг описується трилінійною діаграмою, в якій розрахункові значення опору бетону стиску R_b замінюють на розрахункові значення опору бетону розтягу R_{bt} .

Значення напруги прийняті: Для легкого бетону класу С10/15:

$$\sigma_{b1} = 0,6R_{bt} = 0,6 \cdot 1,0 = 0,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b0} = \sigma_{b2} = R_{bt} = 1,0 \text{ МПа}.$$

Для бетону класу С20/25

$$\sigma_{b1} = 0,6R_{bt} = 0,6 \cdot 1,55 = 0,93 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b0} = \sigma_{b2} = R_{bt} = 1,55 \text{ МПа}.$$

де R_{bt} - обчислювальний опір бетону осьовому стиску (1,0 МПа для легкого бетону класу С10/15; 1,55 МПа для бетону класу С20/25).

Значення відносних деформацій прийняті:

Для бетону класу С20/25:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_{b1}} = \frac{0,93}{27 \cdot 10^3} = 0,000034$$

$$\varepsilon_{b0} = 0,0001$$

$$\varepsilon_{b2} = 0,00015$$

Для бетону класу В12.5:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_{b1}} = \frac{0,6}{14 \cdot 10^3} = 0,000043$$

Нелінійна робота арматури описувалася дволінійною діаграмою, запропонованою [22]. (Рисунок 3.2, б).

Значення напружень для арматури класу А400 прийняті:

$$\sigma_{s0} = \sigma_{s2} = R = 400 \text{ МПа},$$

де s - розрахунковий опір арматури розтягу (400 МПа для арматури класу А400).

Значення відносних деформацій прийнято:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{400}{2 \cdot 10^5} = 0,002;$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,025$$

де E_s -модуль пружності арматури ($2 \cdot 10^5$ МПа).

3.4 Аналіз переміщень рами

Предметом цього дослідження є оцінка та аналіз напружено-деформівного стану збірно-монолітного ригеля і колон, що монтуються з імітацією процесу монтажу.

Вертикальні переміщення

Розрахунок будівельних конструкцій за деформаціями робимо з умови, за якою прогини конструкцій від дії зовнішнього навантаження не повинні перевищувати гранично допустимих значень прогинів.

$$f \leq f_u \quad (3.1)$$

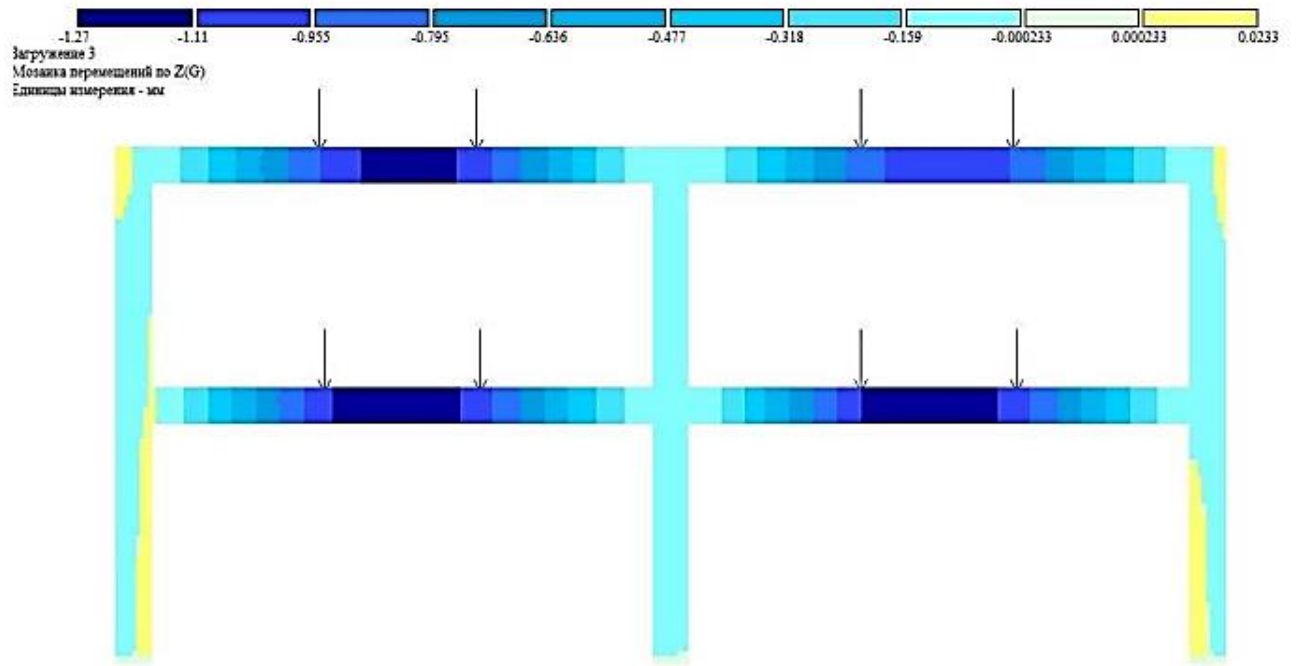
де f – прогин та переміщення елемента конструкції (або конструкції в цілому), що визначається з урахуванням факторів, що впливають на їх значення.

f_u – граничний прогин чи переміщення, встановлюваний нормами.

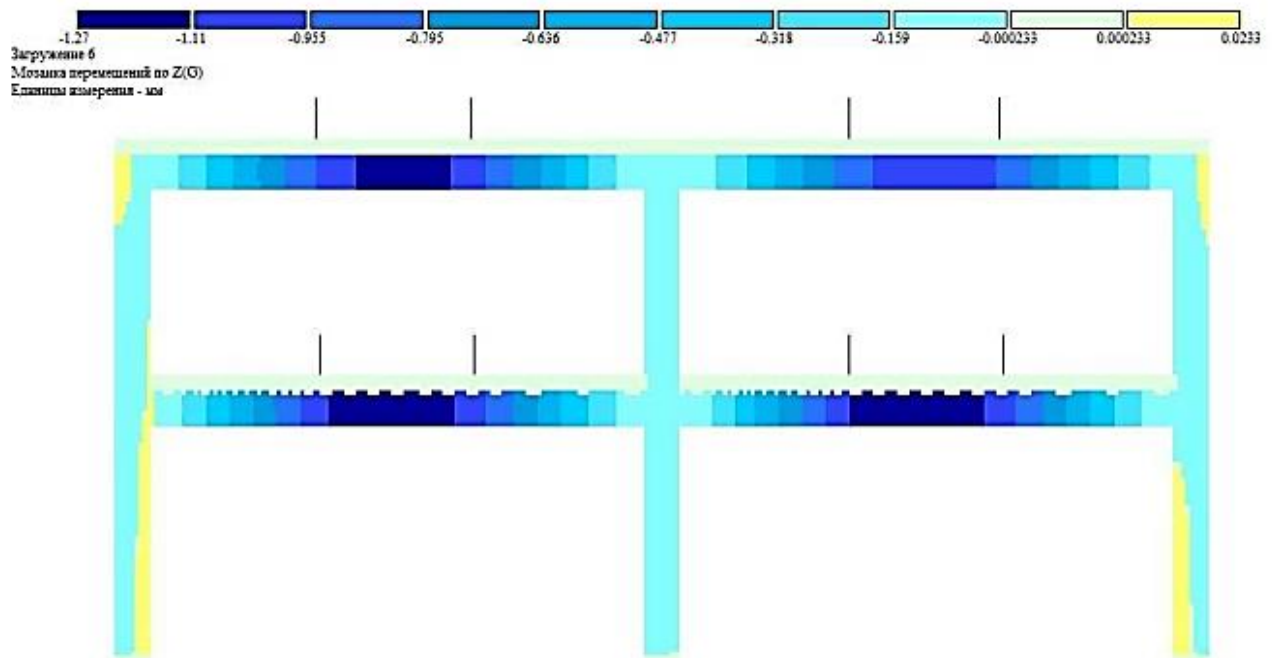
Для елементів конструкцій будівель, граничні прогини та переміщення яких не обумовлені цим та іншими нормативними документами, вертикальні та горизонтальні прогини та переміщення від постійних, тривалих та короткочасних навантажень не повинні перевищувати 1/150 прольоту [24].

$$f_u = \frac{1}{150} L = \frac{1}{150} \cdot 1200 = 8 \text{ мм.} \quad (3.2)$$

На рисунку 3.2 представлені ізополі переміщень по осі Z випробуваної рами.



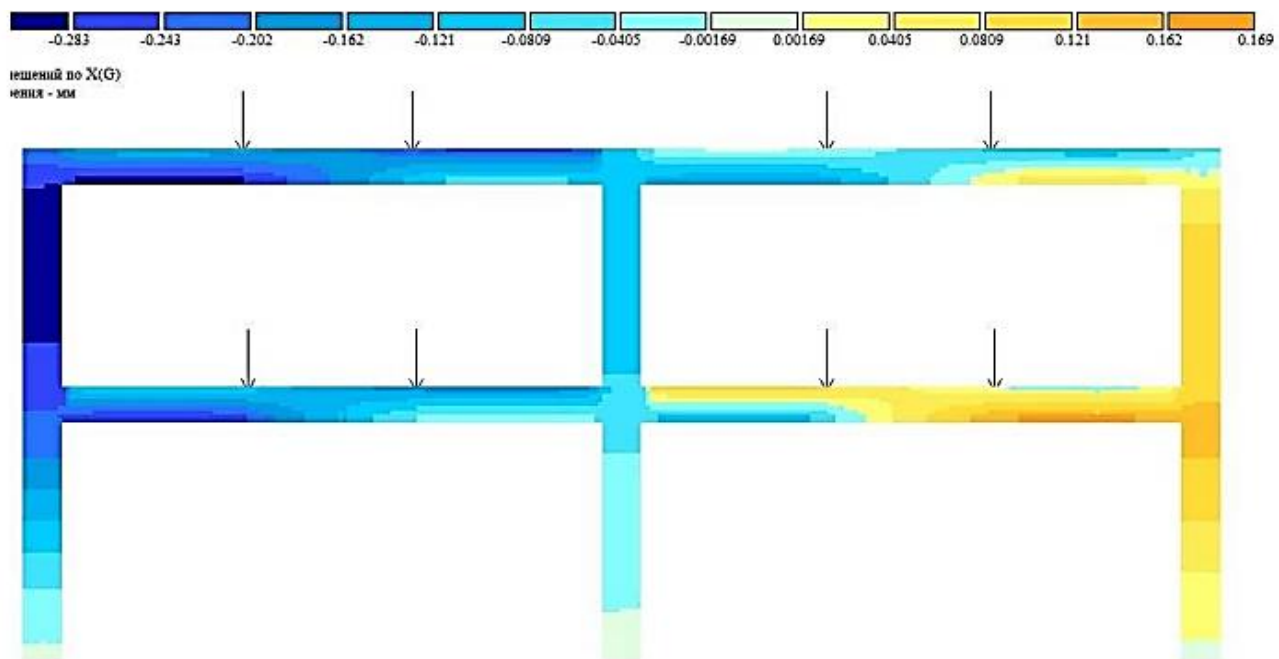
а)



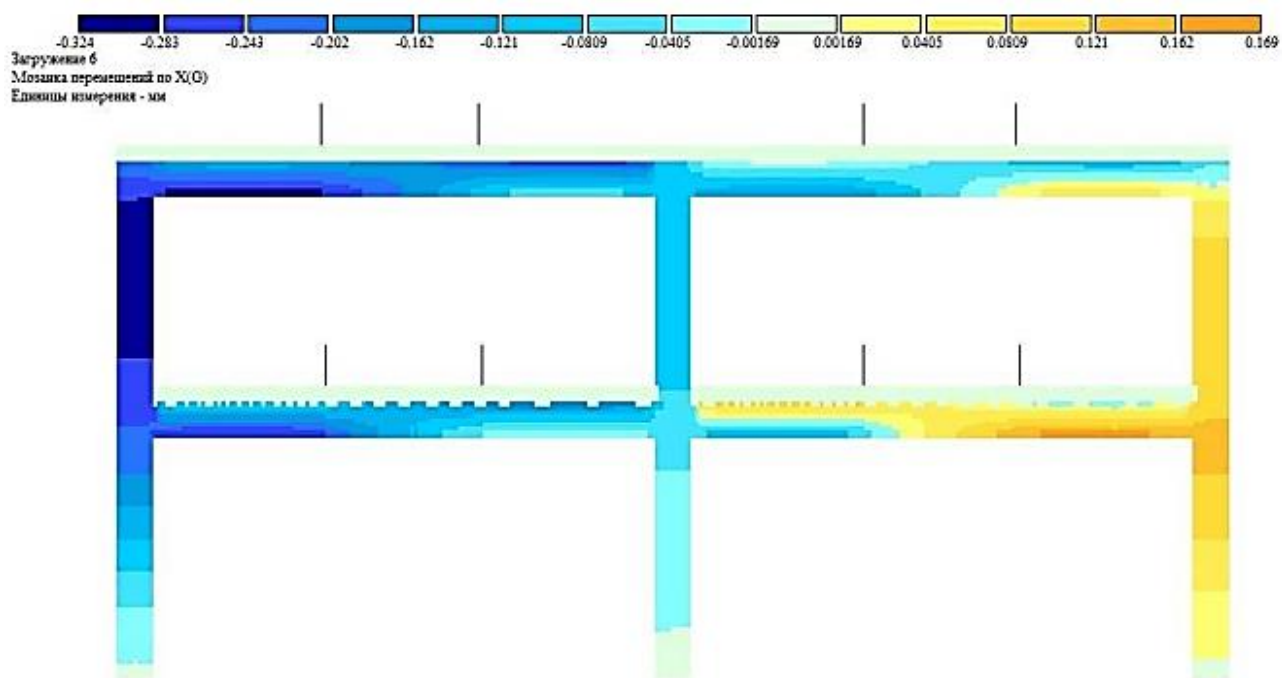
б)

а - 1й этап; б - 2-й этап.

Рисунок 3.2 – Переміщення моделі Р-1 по осі Z



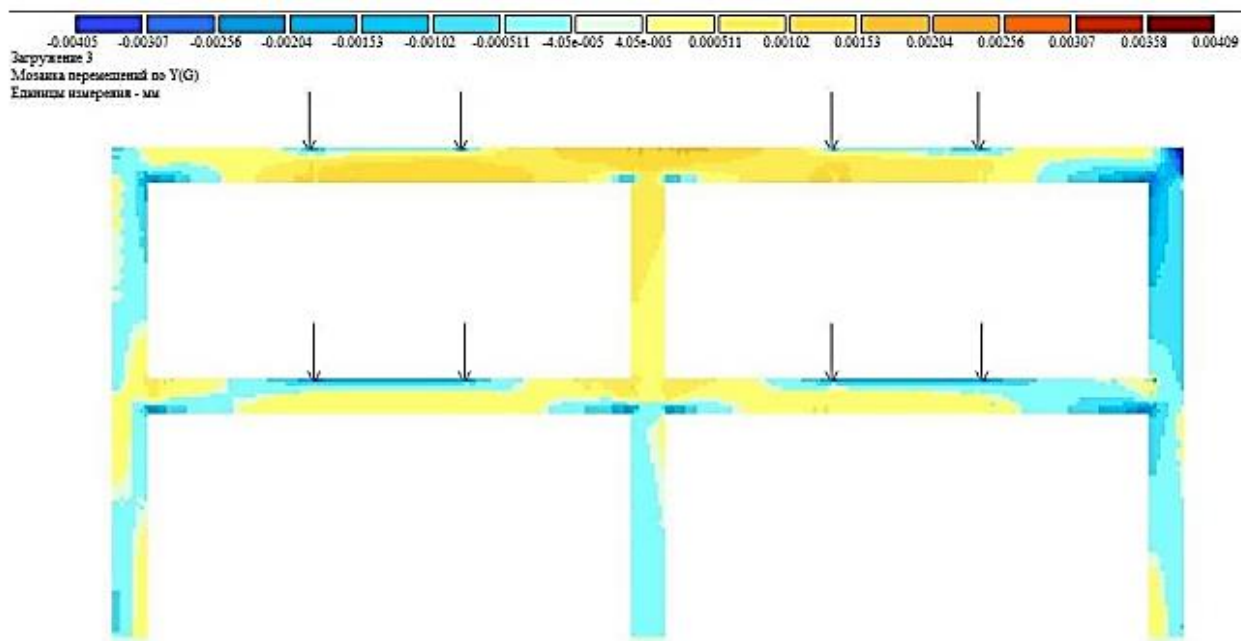
а)



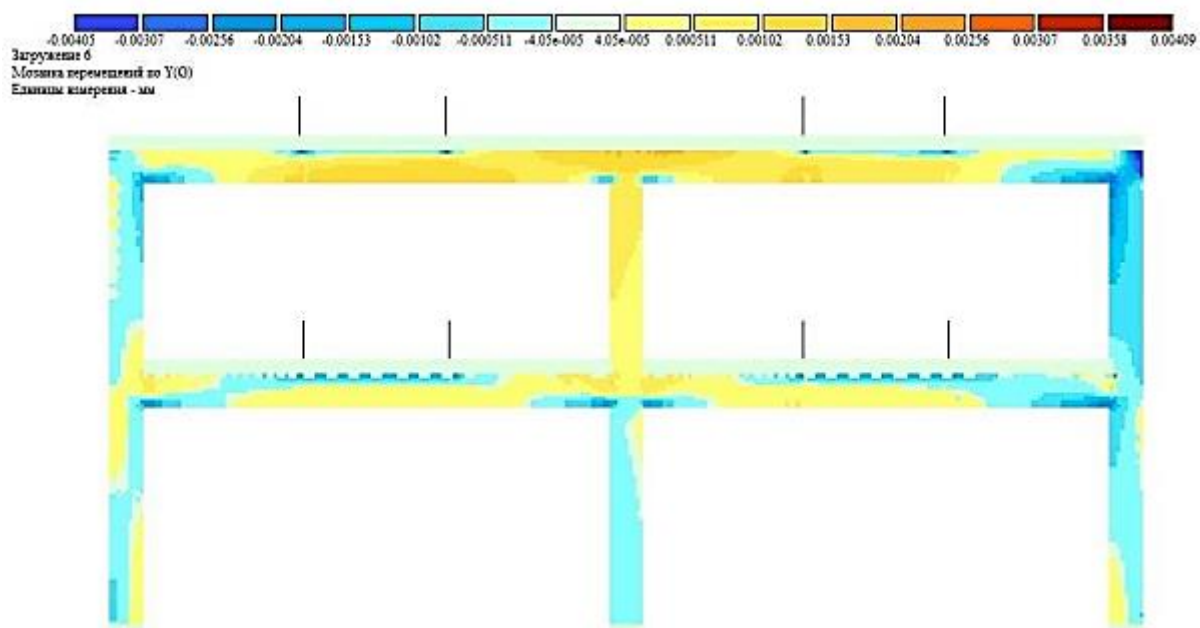
б)

а - 1й этап; б - 2-й этап.

Рисунок 3.3 – Перемещения модели Р-1 по оси X



а)



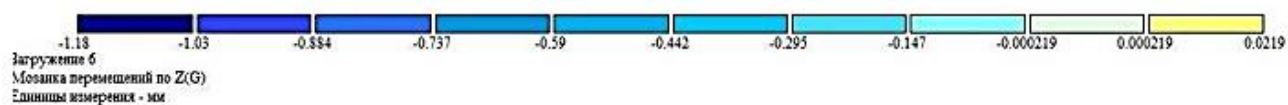
б)

а - 1й етап; б - 2-й етап.

Рисунок 3.4 – Переміщення моделі Р-1 по осі Y



а)



б)

а - 1-й этап; б - 2-й этап.

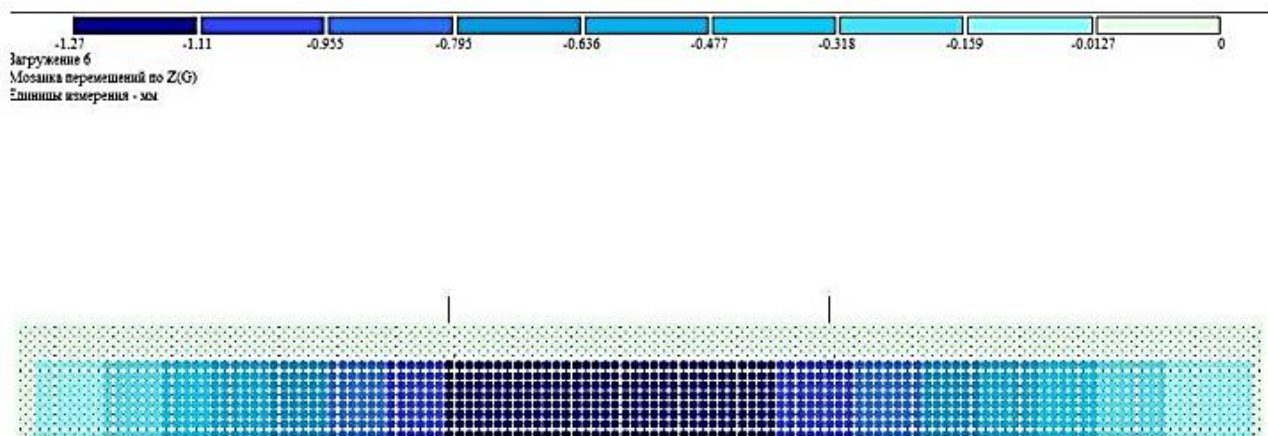
Рисунок 3.5 – Переміщення балки Б3 по осі Z



а)

а - 1-й этап; б - 2-й этап.

Рисунок 3.6 – Переміщення балки Б1 по осі Z



б)

а - 1-й етап; б - 2-й етап.
Рисунок 3.6, аркуш 2

На рисунку 3.7 представлений графік збільшення прогинів балки верхнього ярусу БЗ залежно від ступеня навантаження. Синій квадрат показує точку закінчення першого етапу навантаження та початок деформування конструкції в рамках другого етапу.

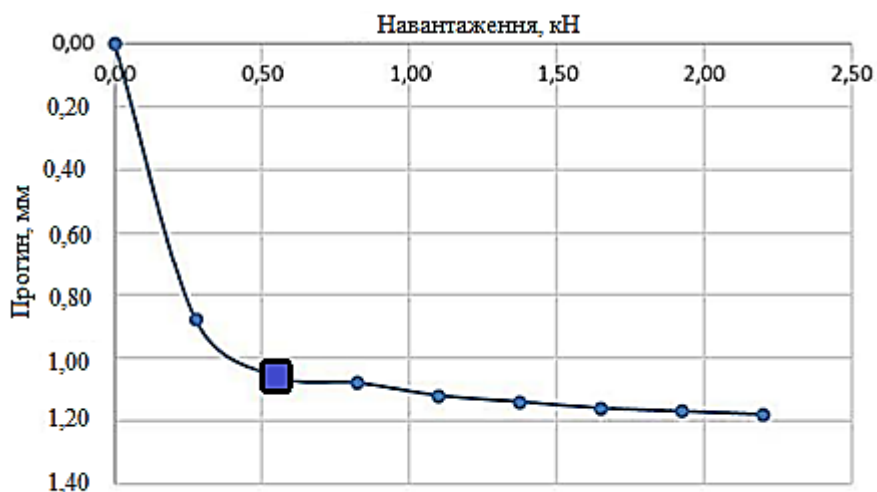


Рисунок 3.7 – Графік наростання прогинів балки верхнього ярусу БЗ в залежності від ступеня навантаження

На рисунку 3.8 представлений графік наростання прогинів балки нижнього ярусу Б1 залежно від ступеня завантаження. Червоний квадрат показує точку закінчення першого етапу завантаження та початок деформування конструкції в рамках другого етапу.

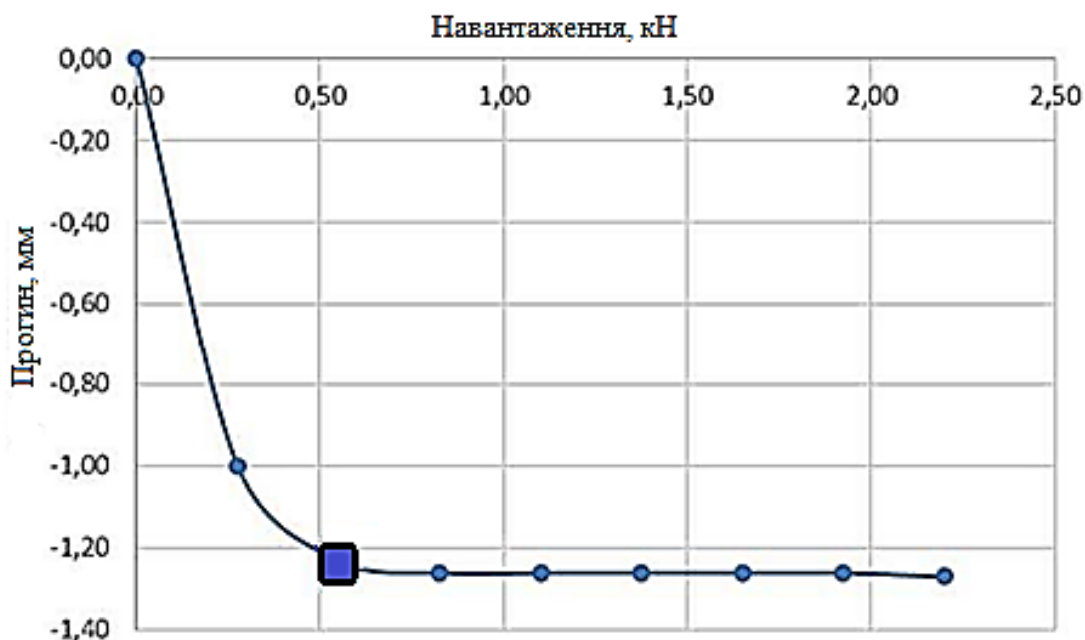
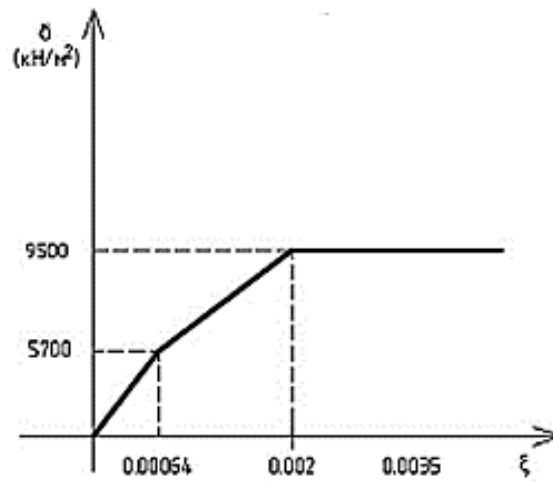


Рисунок 3.8 – Графік наростання прогинів балки нижнього ярусу Б1 залежно від ступеня навантаження

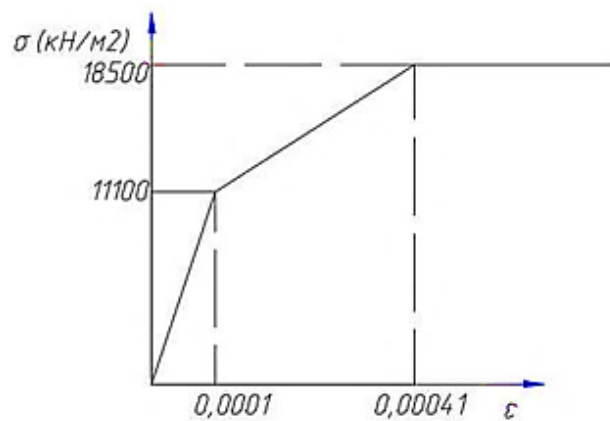
Аналізуючи отримані дані, можна сказати, що поетапне включення в процес деформування монолітного бетону виявляється більш вигідним, ніж одночасне деформування збірного та монолітного бетонів з першого кроку завантаження. На першому етапі завантаження приріст прогинів виявляється більше і швидше, ніж на другому етапі з включеним в роботу монолітним бетоном, що виглядає цілком логічно.

Отримані дані підтверджують характер розвитку прогинів, отриманий експериментальної частини дослідження.

3.5 Аналіз НДС бетону верхньої (монолітної), нижньої (збірної) частини збірно-монолітних рам та поздовжньої арматури



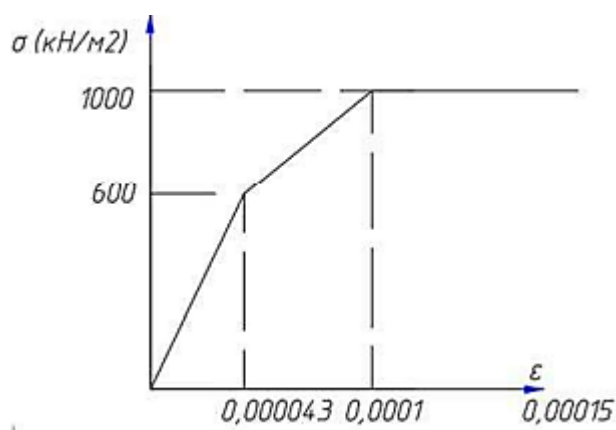
а)



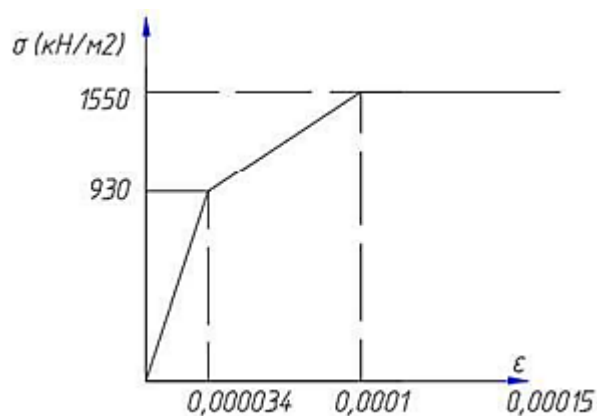
б)

а) - клас С15/20; б) - клас С20/25.

Рисунок 3.7 – Трилінійна діаграма стану стисненого бетону



а)



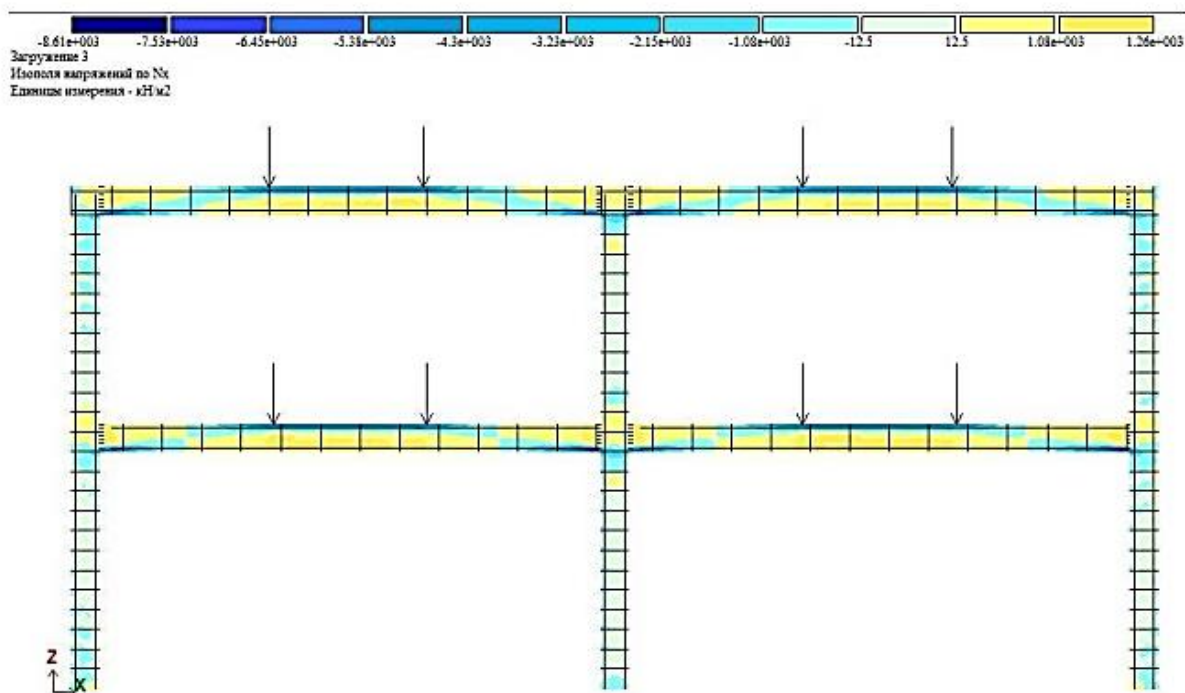
б)

а) – клас В15/20; б) – клас С20/25.

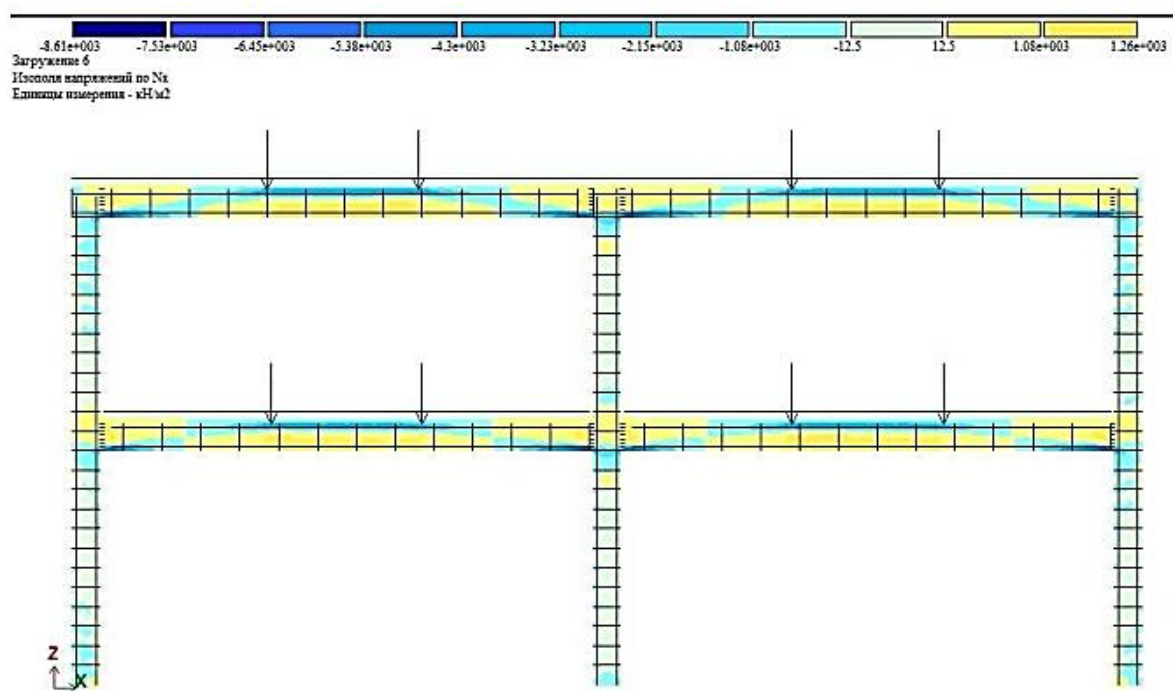
Рисунок 3.8 – Трилінійна діаграма стану розтягнутого бетону

За ізоплями головних напружень визначаємо напруги, що виникають, а також деформації в збірно-монолітному ригелі, які можуть бути виявлені через залежність напружень від відносних деформацій по трилінійній діаграмі.

На рисунку 3.9 представлені ізопля головних напружень в рамах на різних ступенях прикладання навантаження.



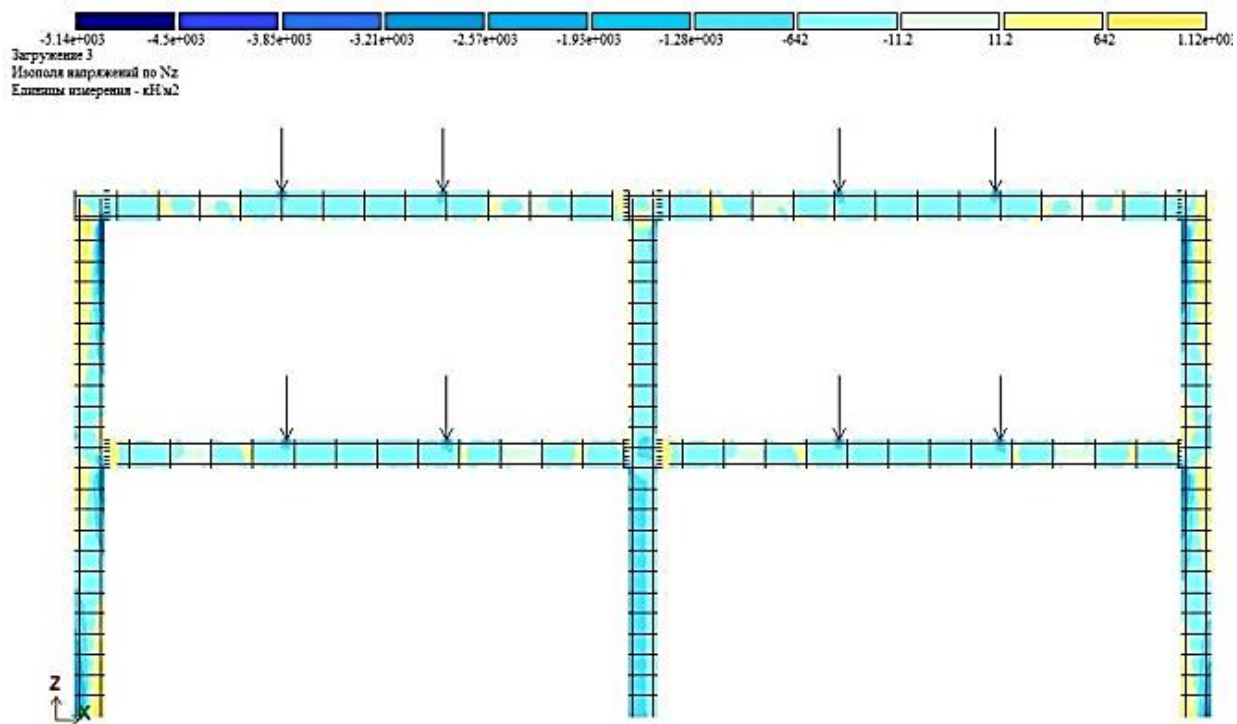
а)



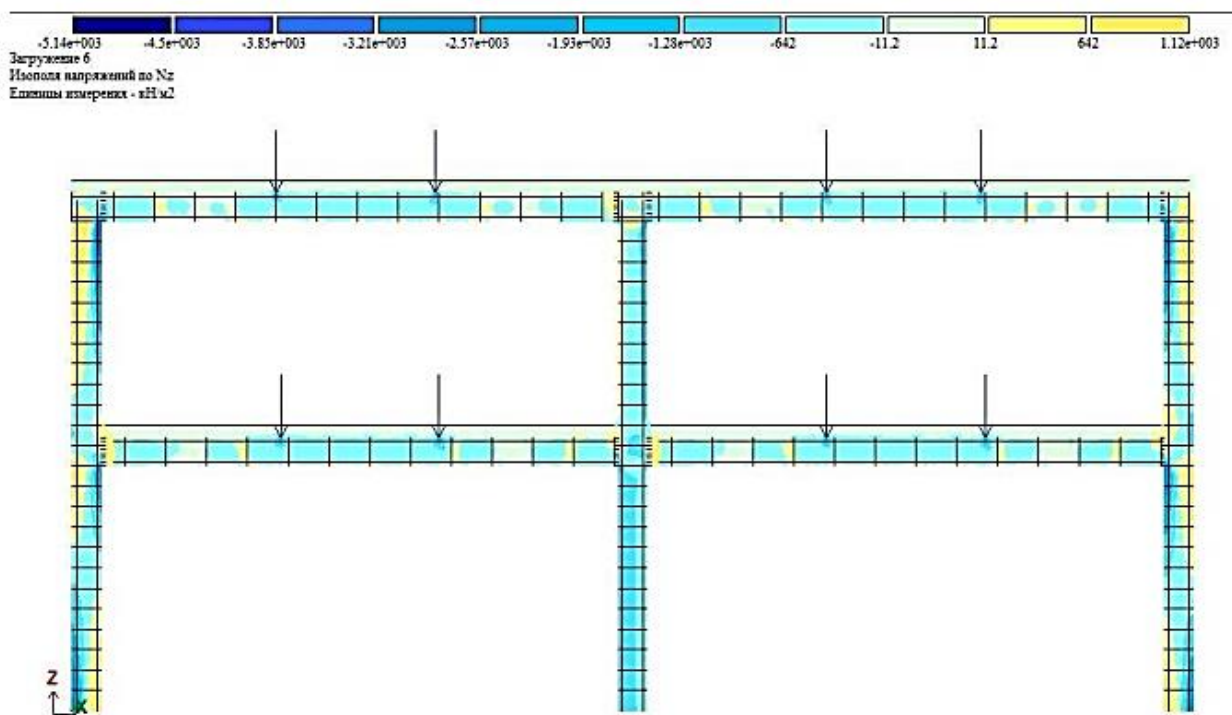
б)

а – N_x наприкінці 1 етапу завантаження, б – N_x наприкінці другого етапу завантаження, в - N_z наприкінці 1 етапу завантаження, г - N_z наприкінці 2 етапу завантаження, д – T_{xy} кінці 1 етапу завантаження, е - T_{xy} кінці 2 етапу завантаження.

Рисунок 3.9 – Напруги в рамах



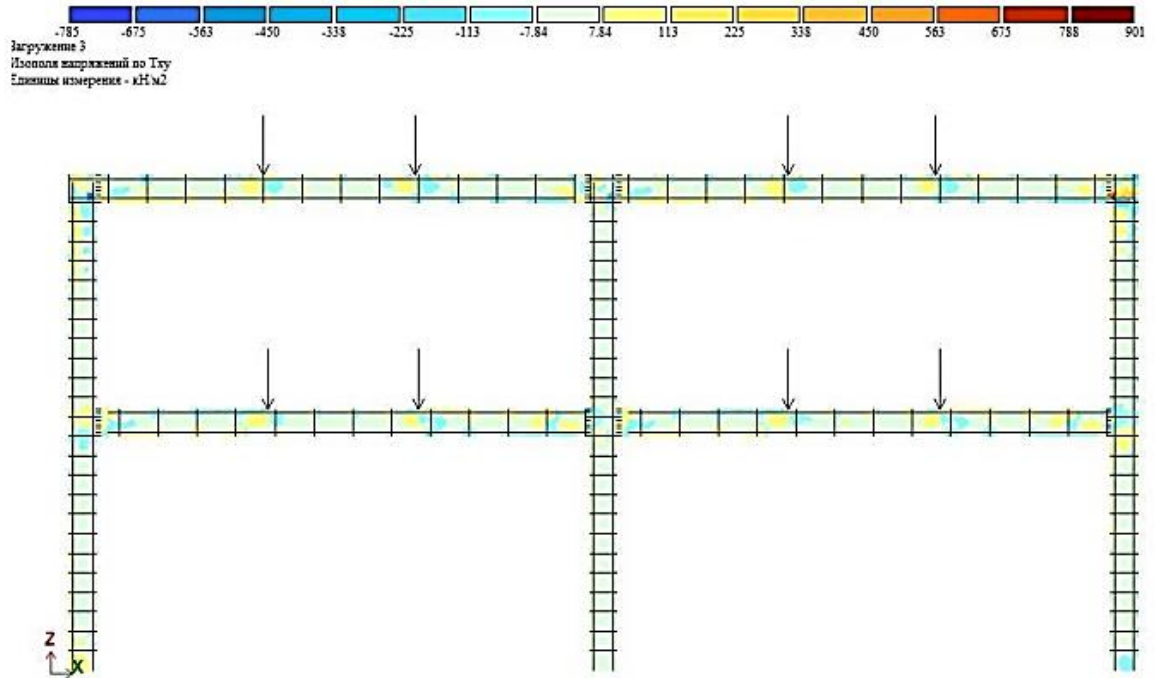
в)



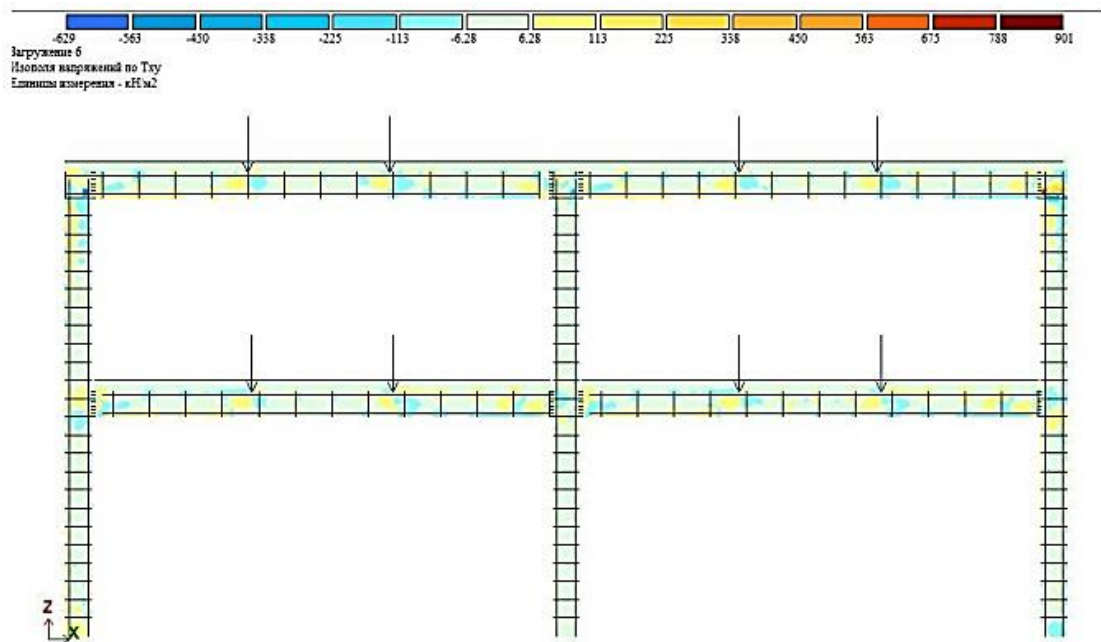
г)

а – N_x наприкінці 1 етапу завантаження, б – N_x наприкінці другого етапу завантаження, в - N_z наприкінці 1 етапу завантаження, г - N_z наприкінці 2 етапу завантаження, д – T_{xy} кінці 1 етапу завантаження, е - T_{xy} кінці 2 етапу завантаження.

Рисунок 3.9, аркуш 2



д)

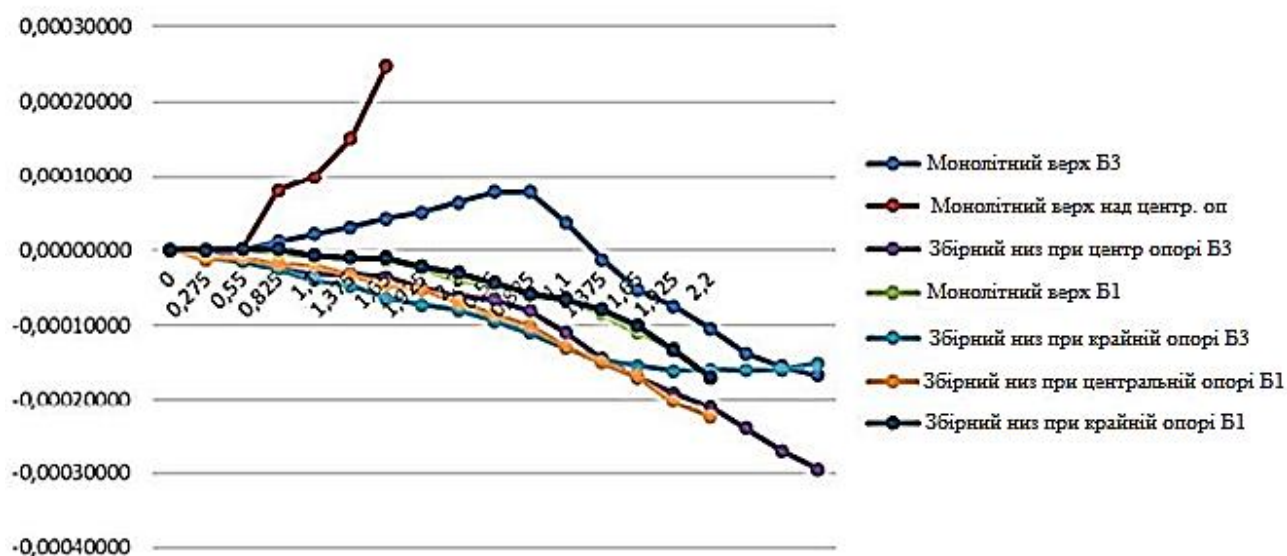


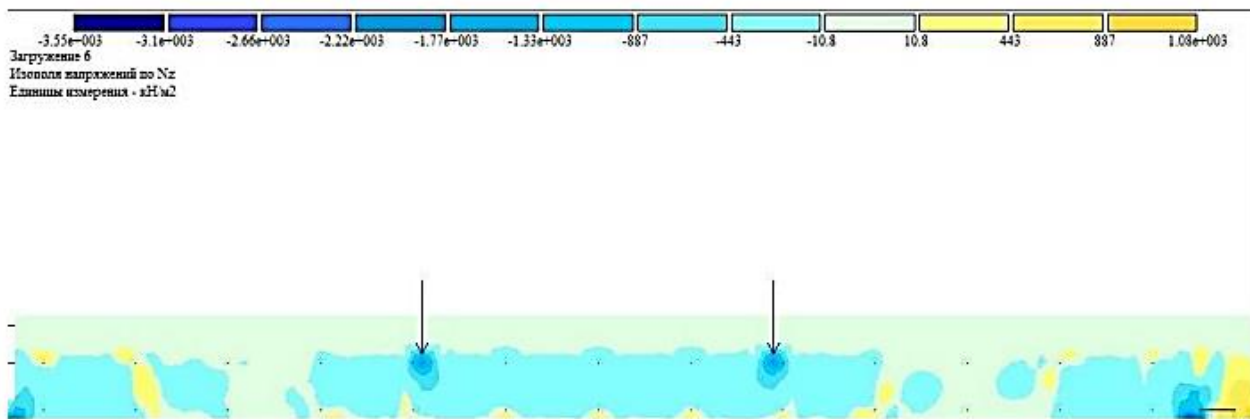
е)

а – Nx наприкінці 1 етапу завантаження, б – Nx наприкінці другого етапу завантаження, в - Nz наприкінці 1 етапу завантаження, г - Nz наприкінці 2 етапу завантаження, д – Txy кінці 1 етапу завантаження, е - Txy кінці 2 етапу завантаження.

Рисунок 3.9, аркуш 3

На рисунку 3.10 представлений графік відносних деформацій рами, побудований відповідно до результатів аналітичного розрахунку.



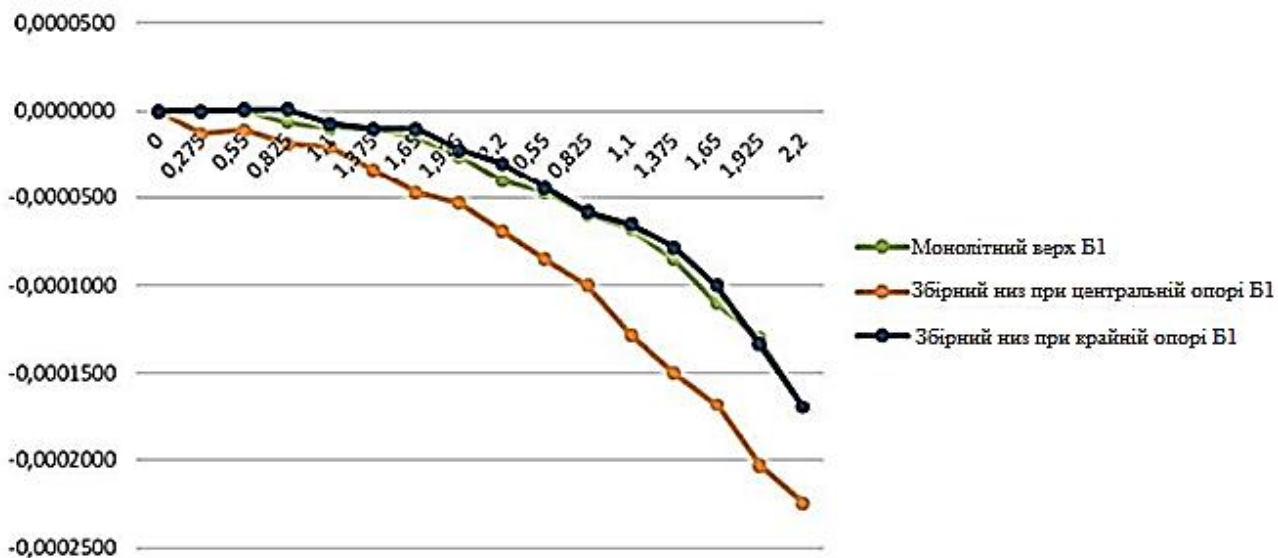


б)

а – Nz наприкінці 1 етапу завантаження, б – Nz наприкінці 2 етапу завантаження

Рисунок 3.11, аркуш 2

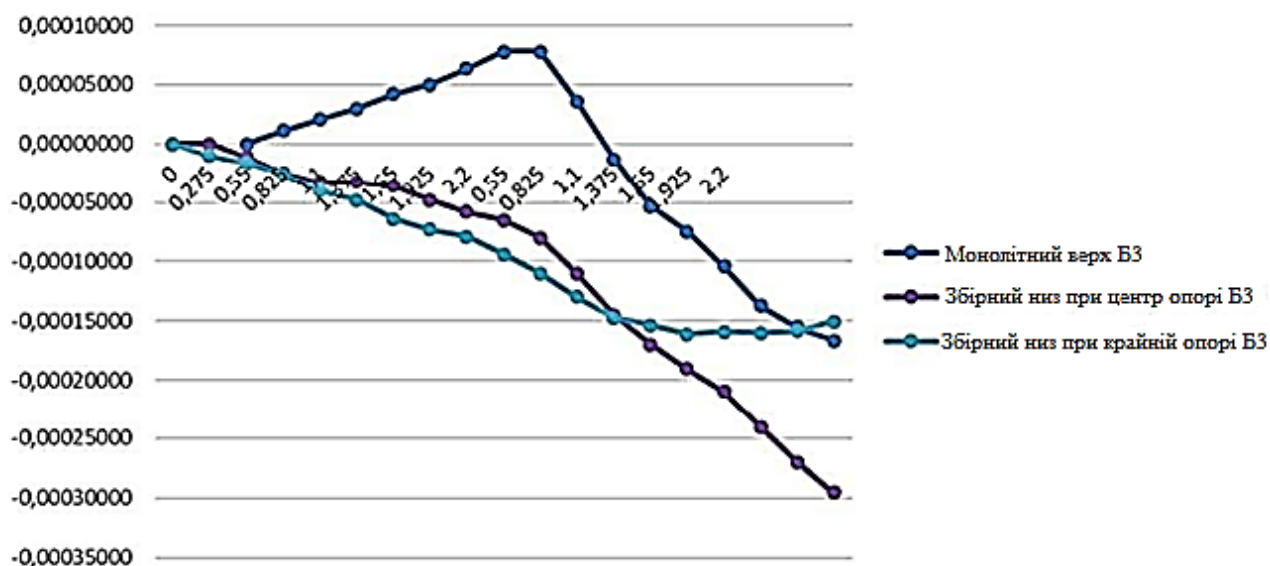
На рисунку 3.12 представлені графіки відносних деформацій, отриманих аналітично для балок Б1 і Б3.



а)

а – для балки Б3 верхнього ярусу, б – для балки Б1 нижнього ярусу.

Рисунок 3.12 – Графік відносних деформацій (аналітичний)



б)

а – для балки Б3 верхнього ярусу, б – для балки Б1 нижнього ярусу.

Рисунок 3.12, аркуш 2

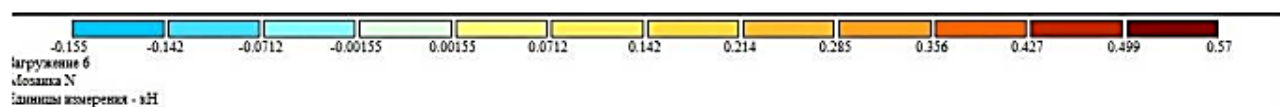
Аналізуючи отримані дані щодо відносних деформацій можна зробити висновок про те, що поетапне включення в процес деформування монолітного бетону виявляється більш вигідним, ніж одночасне деформування збірного та монолітного бетонів з першого кроку завантаження. Початкове зростання відносних переміщень у монолітній частині балки Б3 пов'язане із впливом на неї завантаження сусіднього прольоту.

Проаналізуємо максимальні зусилля, що розтягують, в поздовжній арматурі в збірно-монолітному ригелі, перед моментом руйнування в балках Б3 і Б1.

Ізополя зусиль у поздовжній та поперечній арматурі у збірно-монолітній балці верхнього ярусу (Б3), отримані в ПК Ліра наведені на рисунку 3.13.



а)



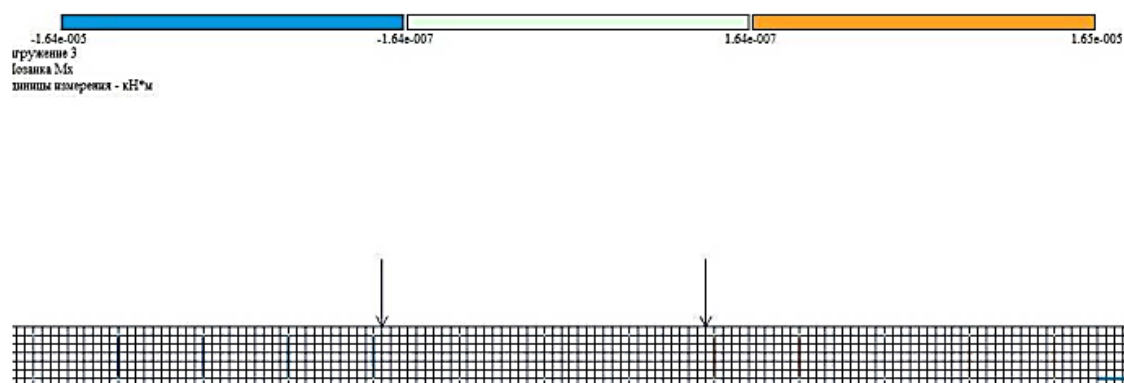
б)



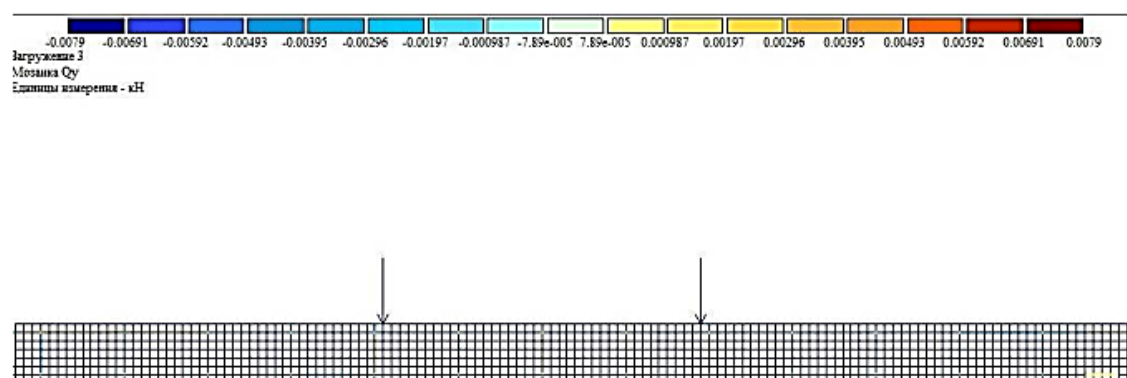
в)

а – N наприкінці 1 етапу завантаження, б – N наприкінці другого етапу завантаження, в - Mx наприкінці 1 етапу завантаження, г - Mx наприкінці 2 етапу завантаження, д – Qu кінці 1 етапу завантаження, е - Qu кінці 2 етапу завантаження

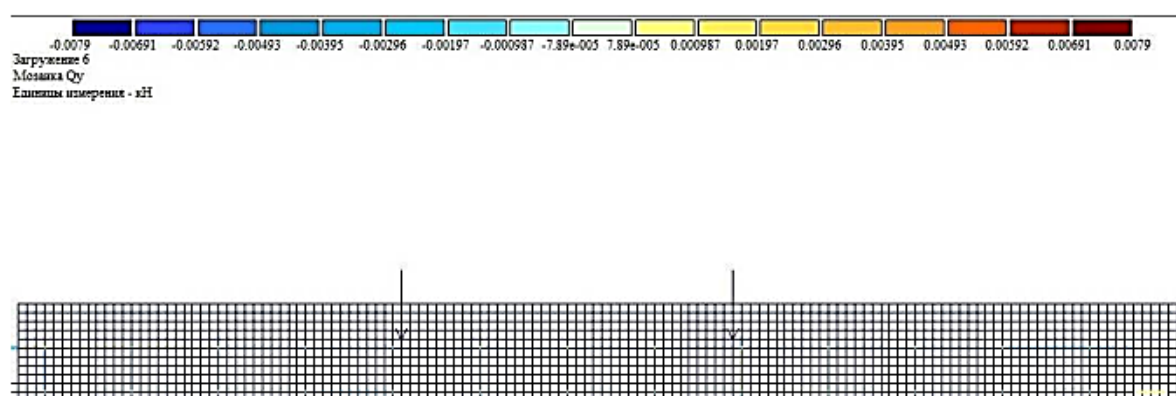
Рисунок 3.13 – Ізополя зусиль в арматурі балки БЗ



г)



д)



е)

а – N наприкінці 1 етапу завантаження, б – N наприкінці другого етапу завантаження, в - Mx наприкінці 1 етапу завантаження, г - Mx наприкінці 2 етапу завантаження, д – Qu кінці 1 етапу завантаження, е - Qu кінці 2 етапу завантаження

Рисунок 3.13, аркуш 2

3.6 Висновки за розділом 3

Аналіз графіків прогинів, відносних деформацій показав:

- деформації бетону стиснутої збірної та монолітної частин ригеля не досягають граничних значень. Руйнування стиснутої зони бетону не відбулося.
- включення монолітного бетону в роботу на початку другого етапу завантаження змінює характер деформацій балки на менш стрімкий.
- межа міцності бетону на розтяг було досягнута лише одному місці: над центральної опорою верхнього прольоту.

РОЗДІЛ 4

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЧИСЕЛЬНИХ РОЗРАХУНКІВ У ПК LIRA З НАТУРНИМИ ВИПРОБУВАННЯМИ

4.1 Вертикальні переміщення

Графіки зміни вертикальних переміщень залежно від ступеня навантаження наведено рисунку 4.1 для балки Б1 і рисунку 4.2 для балки Б3.

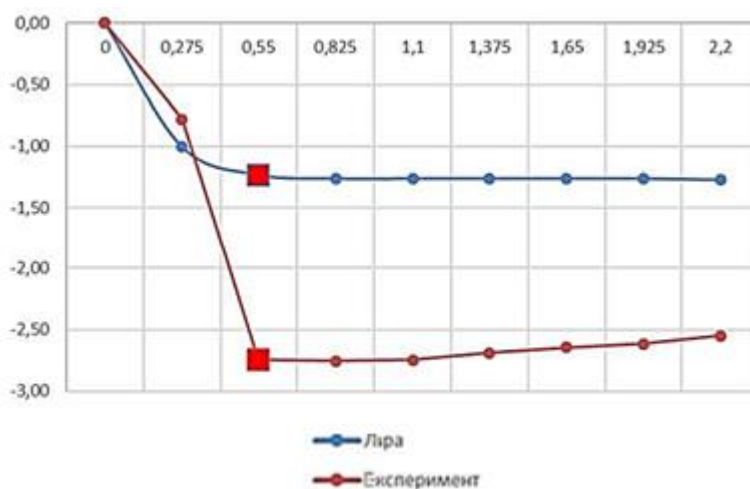


Рисунок 4.1 – Графіки зміни вертикальних переміщень балки Б1 (нижній ярус)

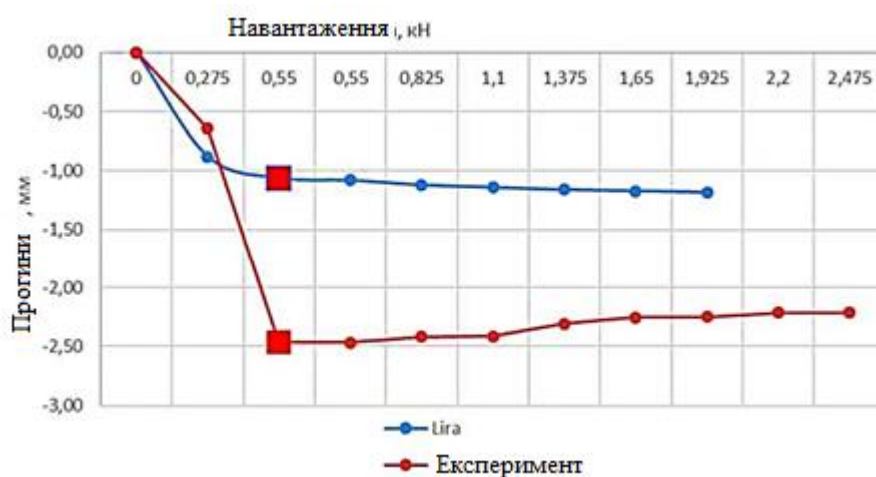


Рисунок 4.2 – Графіки зміни вертикальних переміщень балки Б3 (верхній ярус)

Аналіз даних графіків показує, що максимальний прогин при чисельних експериментах склав у балці Б1 -1,27 мм, при натурних експериментах -2,74 мм, максимальний прогин при чисельних експериментах склав у балці Б3 -1,18 мм, при натурних експериментах -2 47 мм.

Загальна картина деформування для чисельного та натурального експериментів збігається, різниця в абсолютних значеннях може бути викликана рядом факторів: похибки при прикладанні навантаження, не точне визначення класу бетону при натурному експерименті, і, відповідно, його міцності, не абсолютне моделювання в ПК Lira умовних закріплень та жорсткісних характеристик.

4.2 Відносні деформації

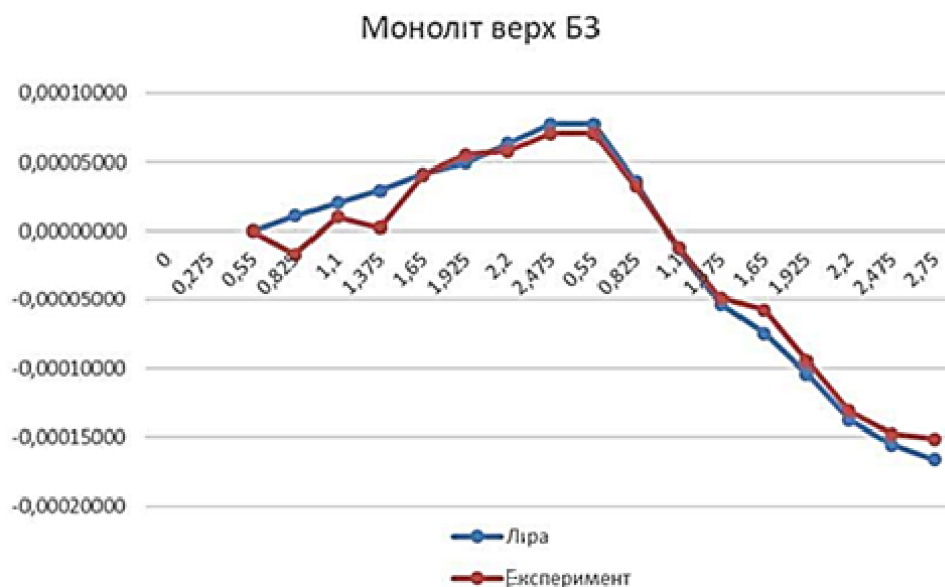
На рисунку 4.3 представлено зіставлення графіків відносних деформацій, отриманих аналітично в ПК Lira та при натурних випробуваннях для балок Б1 та Б3.



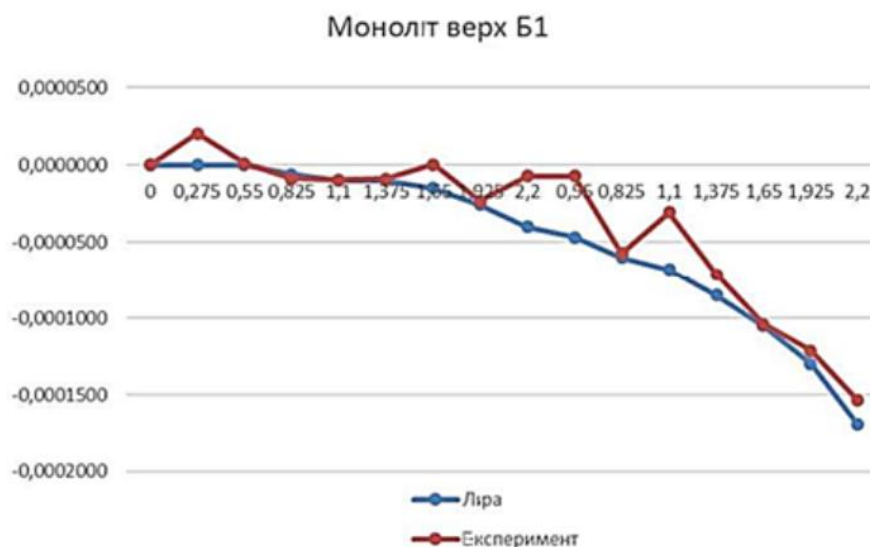
а)

а – верх монолітної частини над центральною опорою (Тм3в), б – верх монолітної частини балки Б3 (Тм1в), в – верх монолітної частини балки Б1 (Тм1н), г – низ збірної частини при центральній опорі у балки Б3 (Т2в), д - низ збірної частини при крайній опорі у балки Б3 (Т1в); е - низ збірної частини при центральній опорі у балки Б1 (Т2н);

Рисунок 4.3 – Графіки залежності відносних деформацій від етапів завантаження



б)

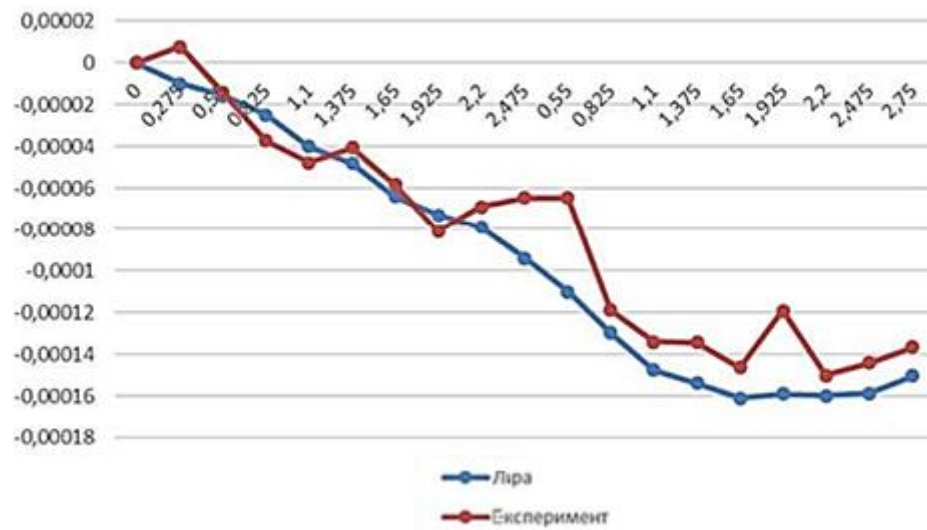


в)

а – верх монолітної частини над центральною опорою (Тм3в), б – верх монолітної частини балки Б3 (Тм1в), в – верх монолітної частини балки Б1 (Тм1н), г – низ збірної частини при центральній опорі у балки Б3 (Т2в), д - низ збірної частини при крайній опорі у балки Б3 (Т1в); е - низ збірної частини при центральній опорі у балки Б1 (Т2н);

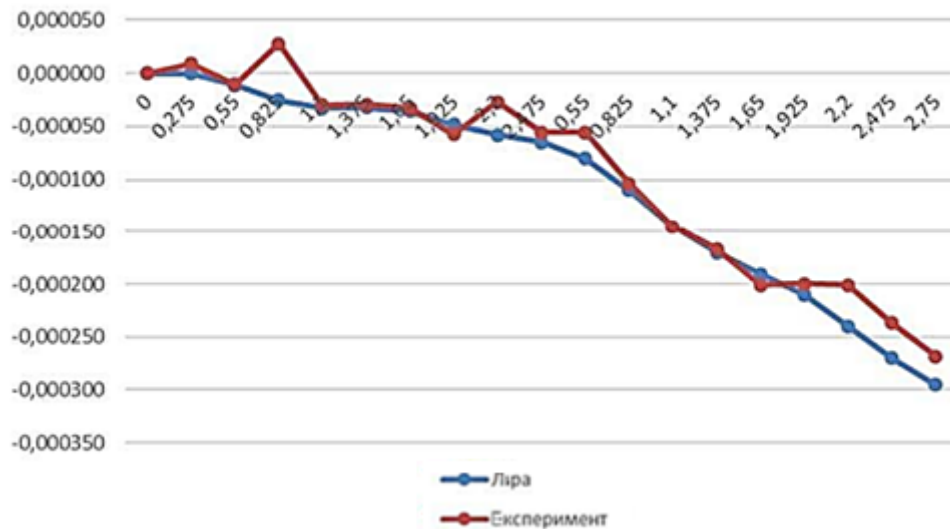
Рисунок 4.3, аркуш 2

Збірн. низ при крайній опорі БЗ



г)

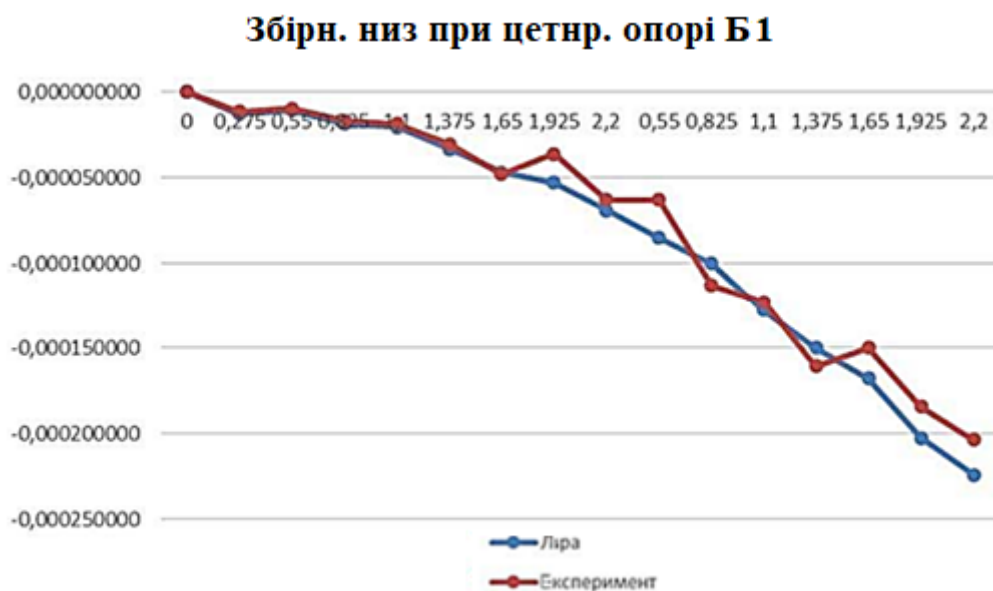
Збірн. низ при центр. опорі БЗ



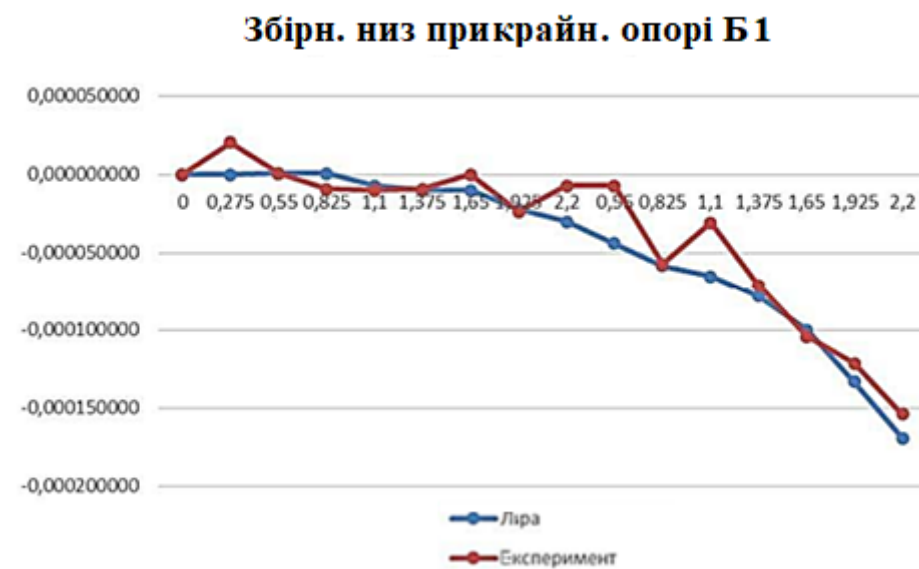
д)

а – верх монолітної частини над центральною опорою (ТмЗв), б – верх монолітної частини балки БЗ (Тм1в), в – верх монолітної частини балки Б1 (Тм1н), г – низ збірної частини при центральній опорі у балки БЗ (Т2в), д - низ збірної частини при крайній опорі у балки БЗ (Т1в); е - низ збірної частини при центральній опорі у балки Б1 (Т2н);

Рисунок 4.3, аркуш 3



е)



ж)

а – верх монолітної частини над центральною опорою (ТмЗв), б – верх монолітної частини балки Б3 (Тм1в), в – верх монолітної частини балки Б1 (Тм1н), г – низ збірної частини при центральній опорі у балки Б3 (Т2в), д - низ збірної частини при крайній опорі у балки Б3 (Т1в); е - низ збірної частини при центральній опорі у балки Б1 (Т2н);

Рисунок 4.3, аркуш 4

Порівнюючи результати напружено-деформованого стану, отримані при чисельних та експериментальних дослідженнях, отримуємо, що збіжність відносних деформацій у середньому становить 10%.

Результати, отримані при чисельних дослідженнях, підтвердили результати, отримані експериментальним шляхом, розширивши картину розуміння роботи конструкцій збірно-монолітного каркасу.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

Охорона праці – це зведення законодавчих актів і правил, відповідних їм гігієнічних, організаційних, технічних та соціально-економічних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я та працездатність людини в процесі праці. Організація будівельного майданчика, ділянки робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Вирішення питань про охорону праці та здоров'я трудящих на будівельному майданчику є найважливішим завданням. При вирішенні завдань необхідно чітко представляти сутність процесів і відшукати способи (найбільш підходящі до кожного конкретного випадку), що усувають вплив на організм шкідливих і небезпечних факторів і унеможливають травматизм і професійні захворювання.

5.1.1 Інженерні рішення з охорони праці

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт.

При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватись вимог. Чинна система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія та техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт та їх полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці у будівництві тісно пов'язане з технологією та організацією виробництва. Відповідальність за безпеку робіт покладено у законодавчому порядку на технічних керівників будівель – головних інженерів та інженерів з охорони праці, виробників робіт та будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів з охорони праці та протипожежної техніки та забезпечити проведення цих заходів у встановлені терміни. Поліпшення організації виробництва, створення на

будівельному майданчику умов праці, що усувають виробничий травматизм, професійні захворювання та забезпечують нормальні санітарно-побутові умови – одне з найважливіших завдань, від успішного вирішення якого залежить подальше підвищення продуктивності праці на забудовах.

До обов'язків адміністрації будівельних організацій з охорони праці входять:

- дотримання правил охорони праці, здійснення заходів з техніки безпеки та виробничої санітарії;
- розробка перспективних планів та угод колективних договорів щодо покращення та оздоровлення умов праці;
- забезпечення працюючих спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту;
- проведення інструктажів та навчання робочих правил техніки безпеки;
- організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, запобіжними написами тощо;
- організація навчання та щорічної перевірки знань, правил та норм охорони праці інженерно-технічного персоналу;
- проведення медичних оглядів осіб, зайнятих на роботах із підвищеною небезпекою та шкідливими умовами;
- розслідування всіх нещасних випадків та профзахворювань, що сталися на виробництві, а також їх облік та аналіз;
- ведення документації та перевірка встановленої звітності з охорони праці;
- видання наказів та розпоряджень з питань охорони праці.

Загальне керівництво робіт з техніки безпеки та виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників та головних інженерів) будівельних організацій.

5.1.2 Огородження території

Територія будівельного майданчика має бути виділена на території огорожами:

- захисно-охоронними, призначеними для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянки з небезпечними та шкідливими виробничими факторами та забезпечення збереження матеріальних цінностей;
- захисними, призначеними лише запобігання доступу сторонніх осіб у ділянки з небезпечними виробничими чинниками;
- сигнальними, призначеними для попередження про межі територій та ділянок з небезпечними та шкідливими виробничими факторами.

Панелі огорож повинні бути прямокутними зі стандартною довжиною $L=1,2; 1,6; 2,0$ м. Відстань між суміжними елементами огороження заповнення полотна панелей має бути 80...100 мм. Відстань між стійками сигнальних огорож не більше 6 м.

5.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику

При організації будівельного майданчика, розміщення ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин, транспортних засобів, проходів для людей слід встановити небезпечні для людей зони, у яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

Згідно [28] до зон небезпечних виробничих факторів відносяться зони:

- у смузі шириною до 2-х метрів по периметру від не захищених перепадів за висотою на 1,3 м і більше;
- у місцях переміщення машин та обладнання або їх робочих органів та відкритих частин, що рухаються або обертаються;
- у місцях, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідіймальними кранами;

- поблизу від відкритих неізольованих струмопровідних частин електроустановок та ЛЕП;

- у місцях, де рівні шуму, вібрації чи забруднення повітря робочої зони перевищують гігієнічні норми:

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

- монтажні зони - ділянки території поблизу будівлі або споруди, що будується;

- поверхи (яруси) будівель та споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання.

5.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання земляних робіт необхідно дотримуватися наступних основних умов безпечного виконання робіт:

- земляні роботи у зоні розташування діючих підземних комунікацій можуть проводитися лише з письмового дозволу організацій, відповідальних їх експлуатацію.

- технічний стан землерийних машин повинен регулярно перевірятись із своєчасним усуненням виявлених несправностей. Екскатор під час роботи необхідно розташовувати на спланованому місці.

- під час роботи екскаватора забороняється перебування людей у межах призми обвалення та в зоні розвороту стріли екскаватора.

- завантаження автомобілів екскаватором проводиться так, щоб ківш подавався збоку або ззаду кузова, а не через кабіну водія. Пересування екскаватора із завантаженим ковшем забороняється.

5.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання бетонних робіт необхідно дотримуватися таких основних умов безпечного виконання робіт:

- опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти та застосовувати відповідно до проекту виконання робіт, затвердженого у відповідному порядку.

- При встановленні елементів опалубки на кілька ярусів кожен наступний ярус слідує встановлювати лише після закріплення нижнього ярусу.

- При виробництві опалубних, арматурних, бетонних та розпалубних робіт необхідно стежити за кріпленням лісів та риштування, їх стійкістю, правильним улаштуванням настилів, сходів, поручнів та огорож.

- Щитову опалубку колон, ригелів, перекриттів і стін з пересувних драбин допускається встановлювати при висоті над рівнем землі або нижчим перекриттям не більше 5,5 м.

- Працювати на висоті від 5,5 до 8 м дозволяється тільки з пересувних риштувань, що мають нагорі майданчик з огорожами.

- При зведенні залізобетонних стін для безпечної роботи будівельників-опалубників з обох боків необхідно встановити настили з огорожами через кожні 1,8 м за висотою.

Стан зібраних панелей та блоків опалубки, робочих настилів, навісних майданчиків та сходів на захватках щодня перед початком робіт перевіряє особа, відповідальна за виконання робіт та робить відповідну запис у журналі охорони праці та протипожежної охорони.

Усі робочі настили та перехідні сходи мають бути надійно закріплені відповідно до проекту.

Роботи на незакріплених підмостках суворо заборонені.

До монтажу не допускається опалубка з несправними замками, петлями, захватами, великими люфтами у шарнірах та замках. Виявлені несправності слід усувати негайно.

До початку монтажу опалубки міцність нижчих несучих монолітних конструкцій повинна бути не нижче 70% проектної.

Всі прорізи повинні бути закриті інвентарними щитами або захищені.

До початку монтажу опалубки необхідно перевірити надійність з'єднання елементів опалубки, що входять до складу вузла, що піднімається, переконатися у відсутності незакріплених предметів на елемент опалубки, що переноситься.

Підйом та переміщення до місця встановлення елементів опалубки необхідно виконувати плавно, без обертання, коригування положення елемента виконувати на відтяжки.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей та подібних до них конструкцій з великою вітрильністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.

Розстроювання елементів опалубки проводити тільки після належного їх закріплення або установки, що виключає мимовільне переміщення.

Панелі та блоки піднімати лише після їх повного звільнення від кріпильних елементів та відриву від бетону. Окремі панелі, крім підкосів, повинні зміцнюватися ланцюговими відтяжками для запобігання перекиданню. Особливу увагу звернути на стропування та підйом блоків опалубки. Щоб уникнути заклинювання блоку при вилученні його з комірки, блок при підйомі має бути строго вертикальним.

Робочі місця мають бути огорожені інвентарними огорожами. У разі відсутності огорожі робітники повинні користуватися запобіжними поясами. Місця прикріплення поясів вказуються виробником робіт та яскраво забарвлюються.

При монтажі під елементами опалубки заборонено.

Під час грози та при вітрі силою 6 балів і більше (тобто при швидкості вітру понад 9,9 м/с) виконувати бетонні та залізобетонні роботи із зовнішніх лісів забороняється.

Арматурні вироби слід переміщувати та встановлювати лише у рукавицях. Армований ділянки, які можуть бути під струмом, необхідно заземлити. Не дозволяється залишати без закріплення встановлену арматуру.

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

5.2.2 Стійкість будівлі від ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта. Основні з них такі:

Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$$L_p = H_1 + H_2 + (15 \dots 20), \quad (5.1)$$

де H_1 і H_2 — висоти сусідніх будівель, м.

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими каркасами в бетонній опалубці .

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами).

У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу [28].

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи

конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міській каналізаційній мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напорю, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;

- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;

- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [1].

Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів.

Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень, створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_ϕ залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням інтегрального числення ускладнений. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої ΔP_ϕ як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском

швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

ВИСНОВКИ

Збірно-монолітний залізобетон має важливу, властиву тільки йому властивості, яка полягає в його «різножорсткій пошаровості», що призводить до складного НДС конструкції через зміну жорсткості перерізу, а можливо, і розрахункової схеми конструкції, в міру набору монолітним бетоном міцності, що відбувається на тлі завантаженої збірної частини ригеля.

Зміна розрахункової схеми в процесі зведення відбувається також при «об'єднанні» ригеля шаром монолітного бетону, що включається в роботу, через що він починає працювати, як нерозрізна багатопрогонова балка, що пояснює характер тріщин і напруг, що виникають в конструкції, на другому етапі завантаження.

Іншою відмінною рисою збірно-монолітних конструкцій є менша жорсткість конструкцій на першому етапі зведення, ніж на другому. Для покращення характеристики конструкції до замонолічування можливе застосування попередньо напружених збірних конструкцій.

Врахування в аналітичних розрахунках збірно-монолітних конструкцій процесу монтажу дозволяє отримати більш точну аналітичну картину деформацій, в даній роботі розбіжність чисельних та експериментальних даних становило менше 10%.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. Aswathy, P. S., & Rajeev, P. K. (2018). Behavior of flat slab reinforced concrete structures under seismic loading. *Journal of Structural Engineering*, 45(5), 307-316.
3. Rao, P. N., & Kumar, R. (2017). Analytical study of flat slab structures with various column sizes. *International Journal of Engineering Research and Applications*, 7(3), 36-43.
4. Ghosh, S. K., & Reddy, B. S. (2016). Behavior of flat slab reinforced concrete structures with openings under different loading conditions. *International Journal of Engineering Research and Applications*, 6(4), 1-6.
5. Palermo, D., & Santini, S. (2015). The seismic behavior of flat slab reinforced concrete structures: experimental and numerical investigation. *Engineering Structures*, 92, 14-26.
6. Kumar, P. V., & Prasad, B. D. (2017). Performance evaluation of flat slab reinforced concrete structures with and without shear reinforcement. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 6(3), 1004-1013.
7. Ahmed, S. H., & Hasan, A. (2018). Behavior of flat slab reinforced concrete structures under different support conditions. *International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering*, 7(3), 195-202.
8. Turgut, P. (2016). Investigation of flat slab reinforced concrete structures subjected to fire. *Fire Science Reviews*, 5(1), 1-10.
9. Su, R., Wu, Z., & Xie, Z. (2015). Seismic performance evaluation of flat slab reinforced concrete structures with different column configurations. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(2), 317-329.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.

11. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
12. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
13. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. *Mater Sci* 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>
14. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
15. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // *Scientific Journal of TNTU*. — Tern.: TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.
16. Hud, M., Chornomaz, N., Grytseliak, R., & Baran, D. (2022). Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads. *Procedia Structural Integrity*, 36, 87-91.
17. Al-Saadi, S. A. (2018). Behavior of flat slab reinforced concrete structures under monotonic and cyclic loading. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 12(1), 1-9.
18. Kim, T., & Lee, J. (2017). Experimental study on the behavior of flat slab reinforced concrete structures with shear heads. *Journal of Structural Engineering*, 143(3), 04016193.
19. El-Shafey, M., & El-Salakawy, E. (2015). Behavior of flat slab reinforced concrete structures with different column head shapes under concentrated loads. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 7(3), 267-280.
20. Naderpour, H., & Fakharian, P. (2019). Probabilistic evaluation of flat slab reinforced concrete structures subjected to earthquake and blast loads. *Engineering Structures*, 185, 127-144.
21. Ngo, N. T., & Choi, H. S. (2016). Seismic performance of flat slab reinforced concrete structures with flat and drop panels. *Engineering Structures*, 111, 226-238.

22. Zhang, W., & Xie, Y. (2018). Seismic performance of flat slab reinforced concrete structures with various detailing configurations. *Engineering Structures*, 168, 115-125.

23. Zareei, S. A., & Saadatmanesh, H. (2016). A numerical study of flat slab reinforced concrete structures with various column-head shapes. *Journal of Structural Engineering*, 142(1), 04015063.

24. Zhang, J., & Xiao, Y. (2017). Behavior of flat slab reinforced concrete structures subjected to blast loads. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31(3), 04016091.

25. Yeo, J., & Kim, T. (2019). Behavior of flat slab reinforced concrete structures under in-plane cyclic loading. *Engineering Structures*, 191, 55-66.

26. Hamzhepour, S., & Shokri, N. (2018). Analytical study of flat slab reinforced concrete structures with and without composite steel deck. *Journal of Civil Engineering and Management*, 24(2), 92-103.

27. Hud, M., Chornomaz, N., Grytseliak, R. & Baran, D. 2022, "Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads", *Procedia Structural Integrity*, pp. 87.

28. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.

29. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с