

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

ОС « МАГІСТР»

На тему: *Міський районний суд в м.Конотоп*

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

Виконав: *студент 2м курсу
Войтович Микола Миколайович*

Керівник : *к.т.н. доц. Срібняк Наталія Миколаївна*

Завідувач кафедри: *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

Анотація

Войтович Микола Миколайович. Міський районний суд в м.Конотоп –
Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2021.

Робота складається *вступу* та трьох розділів: *архітектурно-будівельного, дослідницько-розрахункового, технологічно-організаційного.*

У **вступі** до роботи наведено огляд конструктивних вирішень та переваг обґрунтовано переваги таких сучасних та ергономічних покриттів як плити-структури.

Сформульовано **мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.**

Архітектурно-будівельний розділ: розроблені архітектурне, об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі.

Дослідницько-розрахунковий розділ: виконано порівняльний аналіз зусиль в кесонній плиті перекриття, що обчислені за аналітичною методикою та числовим методом. Сформульовано тему дослідження, мету дослідження, задачі, що дозволяють досягти мети, об'єкт та предмет дослідження, методи дослідження, а також його практичні результати. Встановлено, що при виконанні розрахунку спрощених розрахункових схем, як правило, призводить до визначення завищених зусиль в конструктивних елементах.

Виконано розрахунок стрічкових фундаментів.

Технологічно-організаційний розділ: наведено відомості щодо підготовки об'єкту будівництва та розроблено технологічну карту на влаштування цегляної кладки.

Список публікацій та виступів на конференціях студента:

Войтович М.М., Срібняк Н.М. Дослідження роботи часторебристого перекриття. /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15–19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021.С.161

Апробація результатів магістерської роботи.

Тематика дослідження висвітлена в рамках проведення Всеукраїнській студентській науковій конференції (СНАУ, листопад 2021 р.)

ЗМІСТ

Завдання.....	2
Анотація.....	4
ВСТУП.....	7
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	8
1.1. Ситуаційний план.....	9
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	9
1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.....	13
1.3.1 Конструктивна схема будівлі.....	13
1.3.2 Основні конструкції будівлі.....	13
1.3.3 Внутрішнє й зовнішнє опорядження.....	19
1.4. Інженерні розрахунки.....	24
1.4.1 Теплотехнічний розрахунок несучої зовнішньої стіни.....	24
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ.....	29
2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий».....	30
2.1.1 Вступ.....	30
2.1.2 Аналітичний розрахунок кесонного перекриття.....	37
2.1.3 Числовий розрахунок кесонного перекриття.....	49
Висновки.....	62
2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний».....	64
2.2.1. Збір навантажень на стрічкові фундаменти.....	64
2.2.2 Проектування стрічкового фундаменту по осі В в осях 6-9.....	70
2.2.3 Проектування стрічкового фундаменту по осі Г в осях 6-9.....	76
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.....	80
3.1. Підготовка об'єкта будівництва.....	81
3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти на влаштування цегляної кладки.....	81
3.2.1 Область застосування технологічної карти.....	81
3.2.2. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт.....	83
3.2.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах.....	84
3.2.4 Вказівки до виконання робіт.....	86

3.2.5 Вказівки з техніки безпеки.....	88
3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу.....	90
Список використаних джерел.....	92
Додатки.....	96

ВСТУП

Ще із зародженням перших держав, правосуддя було тим самим фундаментом для створення правової держави та всебічного розвитку права для врегулювання важливих суспільних відносин. Судова влада є найвагомішою самостійною структурною складовою державної влади будь-якої сучасної країни, адже вона виконує специфічні функції притаманні лише їй та обумовлена великою соціальною роллю. Тому її значення у системі державно-правового регулювання величезне, оскільки якісне відправлення правосуддя є тим чинником, який визначає імідж країни на міжнародній арені.

Проектування громадських будівель ґрунтується на принципах синтезу функціональних, архітектурно-художніх, технічних і економічних архітектурних аспектів. Метою проектування є знаходження таких рішень громадських будівель, які найбільш повно відповідають своєму призначенню, зручні для тієї чи іншої діяльності людей, мають високі архітектурно-художні якості, забезпечують міцність будівель, їх економічність зведення й експлуатації.

Будівлі суспільного призначення часто створюють акцент в забудові, визначають композиції архітектурних ансамблів і своїми архітектурно-художніми якостями активно впливають на свідомість людей, їх природне сприйняття й формування художнього смаку. Містобудівні та природні фактори впливають на формування архітектурного вигляду громадської будівлі. Архітектура громадських будівель сприймається людиною в тісному зв'язку з архітектурою навколишньої житлової забудови.

У зв'язку із зростанням цивільного будівництва поступово відбувається розвиток районних центрів. Вони «віддаляються» від обласних центрів й стають «самодостатніми» містами із гарною інфраструктурою.

Місто Конотоп, зважаючи на його географічне розташування, є перспективним районом будівництва. Проект будівлі суду відповідає всім сучасним вимогам, що висуваються до громадських будівель.

РОЗДІЛ 1.
АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план

На рис.1.1 наведено ситуаційний план ділянки, де зводиться будівля. Будівля суду запроєктована в центральній частині міста по вул.Клубна.

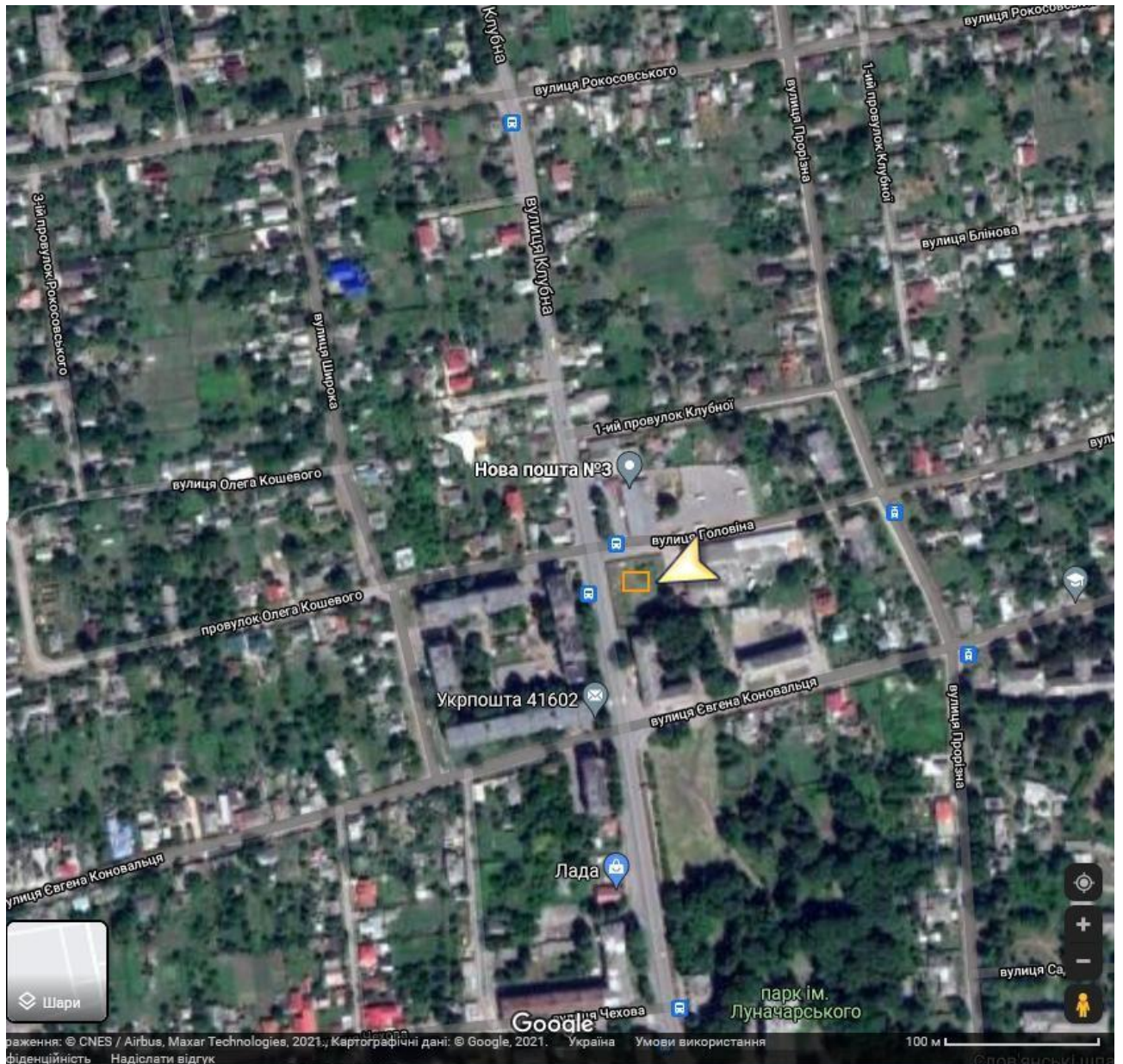


Рис.1.1 Ситуаційний план

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Об'ємно-планувальне рішення будівлі складено на основі таких документів та вимог:

- технологічного планування;
- вимог генерального плану, теплопостачання, водопостачання та каналізації, електротехнічного забезпечення об'єкту будівництва;

- звіту щодо інженерно-геологічних вишукувань.
- організації чіткого функціонального зонування й зручного транспортного зв'язку;
- забезпечення нормативних вимог із організації евакуаційних шляхів в випадку пожежі;
- забезпечення архітектурної виразності об'єкту;
- забезпечення сучасних вимог із енергозбереження та економічності експлуатації комплексу надалі.

При розробці проекту враховано вимоги ДБН [1] та ДБН [2]. Планування будівлі суду розроблено на основі рекомендацій з проектування будівель судів, нотаріальних контор, юридичних консультацій.

Розроблення об'ємно-планувального вирішення будівлі суду являє собою перший етап його проектування та базується на комплексному врахуванні різнобічних вимог: функційних, фізико—технічних, конструктивних та економічних.

В плані будівля має розміри в вісях: 32,84 × 39,44 м. Планувальне вирішення будівлі базується на ЕМС. Висота поверху прийнята 3,3 м.

Під будівлею розташовано підвал висотою 2,55 м. Базовим приміщенням є зала для кримінальних справ, висотою 9,6 м та з розмірами в плані 12 × 12 м, яка розташована на другому поверсі та є вищою за двоповерхову забудову судову будівлю.

Для судової будівлі запроектовано головний вхід із вестибюлем. Через цей вхід проходять потоки відвідувачів, що приймають участь у функціонуванні будівлі. Мають місце два службові входи. Один з них передбачено із для спеціальною метою: прохід ув'язнених до камер.

Вихідний тамбур передбачено для захисту від доступу холодного повітря коли відчиняються зовнішні двері.

Через вестибюль людські потоки спрямовуються в коридори. Ширина коридорів становить 3,95 м. Вони є основними горизонтальними

комунікаційними шляхами. Коридори забезпечують зв'язок між приміщеннями в межах поверху. В проекті прийнято об'ємно-планувальну схему з середніми коридорами. Таке рішення обумовлює компактність будівлі, зменшення її довжини, а отже й поверхні зовнішніх огорожень а, значить, й скорочення тепловтрат.

На 1 – му поверсі розташовано хол, площею 95,94 м²; гардероб, площею 27,0 м²; приміщення зв'язку й господарсько-підсобне приміщення, площею 4,99 м².

В лівій частні першого поверху розміщено приміщення:

- канцелярія в кримінальних справах з площею 15,56 м²;
- машбюро, площею 8,95 м²;
- архів для зберігання поточних справ з площею 15,56 м²;
- кабінет завідувача канцелярським відділом площею 15,56 м²;
- кабінет адвоката, площею 15,56 м²;
- кімната судових засідань площею 26,93 м²;
- кімната свідків, площею 11,75 м²;
- зала для цивільних справ, площею 60,96 м²;
- дорадча кімната, площею 13,90 м²;
- санвузол, площею 3,24 м² і 15,10 м²;

В правому крилі розміщено:

- кабінет завідувача юридичною консультацією, площею 15,56 м²;
- машбюро, площею 8,95 м²;
- кабінети адвокатів (3 шт), площею по 15,56 м²;
- кабінет адвоката, площею 18,20 м²;
- санвузли, площею 13,59 м² та 15,10 м²;

Як вертикальні комунікаці для зв'язку між поверхами й також як евакуаційні шляхі використовуються сходи, що влаштовано у сходових клітках, які характеризуються вогнестійкістю. Клітки освітлюються природним світлом.

В будівлі запроектовано чотири сходових марші. Два з них мають вихід на дах, а два інші – мають спуск до підвалу та безпосередній вихід назовні. Одні із сходів призначено виключно для пересування ув'язнених та осіб, що їх супроводжують до спецприміщення (14,87 м²), яке розташоване на 2 – му поверсі, а також в камери, площею 3,00 м²; 3,00 м²; 3,80 м²;

Ухил сходів прийнятий 1: 2.

На 2 – му поверсі центральній частині розташовано залу для кримінальних справ, площею 135,03 м²;

В лівому крилі 2 – го поверху розташовані приміщення:

- кабінет головуючого в суді, площею 15,56 м²;
- приймальня, площею 15,56 м²;
- дві судійські кімнати з кімнатами секретарів, площею по 15,56 м²;
- кабінет кодифікації, площею 10,94 м²;
- кімната свідків, площею 11,75 м²;
- зала для цивільних справ, площею 60,96 м²;
- дорадча кімната, площею 13,90 м² та 14,50 м²;
- кімната свідків, площею 11,68 м²;
- санвузли, площею по 3,24 м²;

В правому крилі розташовано приміщення:

- судейський кабінет, площею 15,56 м²;
- кімната секретаря, площею 15,56 м²;
- кабінет секретаря, площею 15,56 м²;
- приміщення для громадських організацій, площею 15,56 м²;
- приміщення для психологічного релаксу, площею 31,78 м²;
- бібліотека юридичної літератури, площею 18,02 м²;

Над двома поверхами, де функціонують основні приміщення, трохи піднімається об'єм, розташований в центральній частині будівлі. В цьому просторі встановлено статую Феміди.

Техніко-економічні показники будівлі:

Робоча площа: 2496,27 м². (Пр)

Загальна площа: 2694,25 м². (Пр)

K₁ – показник, що відображає доцільність планування, підраховується як відношення робочої площі до загальної %

$$K_1 = \frac{P_p}{P_o} = \frac{2496,27}{2694,25} = 93\%$$

K₂; K₃ – показники, які характеризують об'ємне рішення будівлі. Визначаються як відношення загального об'єму будівництва ($O_{\text{буд}} = 10406,23 \text{ м}^3$) до загальної площі та до робочої площі.

$$K_2 = \frac{O_{\text{стр}}}{P_o} = \frac{10406,23}{2694,25} = 3,9$$

$$K_3 = \frac{O_{\text{стр}}}{P_p} = \frac{10406,23}{2496,27} = 4,2$$

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

1.3.1 Конструктивна схема будівлі

В будівлі прийнято безкаркасну схему. Стіни несучі – поздовжні та поперечні. Рішення з планування та конструювання ґрунтуються на єдиній модульній системі. Це забезпечує збереження різноманіття об'ємно-планувальних та конструктивних елементів будівлі.

1.3.2 Основні конструкції будівлі

Фундаменти

Фундаменти запроектовано збірні стрічкові із залізобетонних плит. Подушки-плити прийнято за ДСТУ [42], а бетонні стінові блоки - за ДСТУ [43]. Основою для фундаментів служить суглинок напівтвердий з середньою міцністю. Фундаментні плити влаштовуються на втрамбовану піщану підготовку з товщиною 100 мм. Специфікацію елементів фундаментів наведено до таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 Специфікація елементів фундаментів

Позначення	Назва	Кількість, шт.	Маса, кг.
ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 12.24.-1	57	1630
	ФЛ 12.12.-1	15	780
	ФЛ 12.8.-1	27	500
	ФЛ 8.24.-1	35	1300
	ФЛ 8.8.-1	5	350
	ФЛ 14.12.-1	38	1050

Монолітні ділянки між плитами фундаменту влаштовують із бетону класу С 12/15 з конструктивним армуванням. Арматуру прийнято $\varnothing 16A400$, $\varnothing 8A400$, за ДСТУ [44]).

Стіни підвалу - з бетонних блоків за ДСТУ [43]. Стіни підвальні влаштовуються на цементно-піщаному розчині марки М100; монолітні ділянки між блоками заповнюються бетоном, класу С 8/10. Глибина закладання фундаментів – 3,99 м.

Вертикальною гідроізоляцією поверхні стін, які контактують з ґрунтом є обмазування гарячим бітумом за 2 рази. Горизонтальну гідроізоляцію фундаментів прийнято цементну з рідким склом.

Стіни

Зовнішні стіни будівлі уприйнято з полегшеної цегляної кладки. Кладка складається із зовнішніх та внутрішніх верст. Їх взаємна статична робота забезпечується цегляними стінками-діафрагмами й внутрішнього шару, що утеплює – плит мінераловатних, на бітумному зв'язуючому. Цей шар влаштовують в процесі зведення стіни.

Зовнішня верста прийнята товщиною 120 мм, а внутрішня – товщиною 250 мм (ДСТУ [45]).

Товщина зовнішніх стін 510 мм, а по осі 1 в осях 8 – А і по осі 12 в осях Г– Г для придання архітектурної виразності.

Горизонтальними зв'язками зовнішньої та внутрішньої верст є діафрагми з розчину, що армовано сіткою з дроту. Вони влаштовуються через п'ять ложкових

рядів. На рівні перекриттів й перемичок поперечний зв'язок поздовжніх зовнішніх стінок забезпечують 1 – 2 ряди кладки.

Внутрішні несучі стіни зводять із суцільної кладки з цегли товщиною 380 мм . цеглу приймають звичайну глиняну за ДСТУ [45].

Віконні та дверні прорізи забезпечено чвертями. Дверні прорізи в стінах влаштовуються без чвертей.

Проріз перекривається збірними з/б перемичками за ДСТУ [46].

Перегородки

У будівлі запроектовано перегородки із звичайної глиняної цегли, щільністю $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ за ДСТУ [45] товщиною $\frac{1}{2}$ цегли.

Кладку перегородок камер для підсудних, що прийнято товщиною $\frac{1}{2}$ цегли армують сіткою $\varnothing 6 \text{ А} - 240$ через 5 рядів. Перегородки спираються на плиту перекриття. За допомогою йоржів або оцинкованих скобок із сталі бічні та верхні шари перегородок надійно кріплять до стін й стелі. Приєднання до стель та стін треба влаштовувати дуже ретельно.

Перекриття та покриття

Як несучих конструкцій перекриття прийнято збірні залізобетонні плити. Плити мають великі пустоти. Товщина плити 220 мм. В залі для кримінальних справ прийнято часторебористе (кесонне) перекриття 12x12 м. Кесонне перекриття виконано в монолітному варіанті. Плити перекриття влаштовують на розчині М 100. Сумісна робота таких плит в диску перекриття забезпечується анкерування плит в кладку та кріплення плит анкерами між собою. В плитах перекриття шляхи для пропусків стояків опалення влаштовують у вигляді просверлених отворів.

Специфікацію панелей наведено в таблиці 1.2

Таблиця 1.2 Специфікація панелей перекриття й покриття

Поз.	Позначення	Назва	Кількість	Маса, кг
П1	с 1.141.-1 в 63	ПК 63.12.-8ATVT	21	2200
П2	--/--/--	ПК 63.18.-8ATVT	3	3350
П3	--/--/--	ПК 60.12.-8ATVT	24	2100
П4	--/--/--	ПК 57.12.-8ATVT	118	2000
П5	с 1.141.-1 в 60	ПК 42.12.-8TVT	171	1490
П6	с 87 и 10 р 10.2	ПК 15-12	7	530
П7	с 1.141.-1 в 63	ПК 54.18.-6ATVT	1	2000
П8	с 1.141.-1 в 60	ПК 36.12.-6Т	4	1280
Перемички				
	с 1.038.1-1 в 1	4ПБ44-8	24	384

Повинно бути забезпечено шарнірне спирання плити на стіну (100 – 120 мм). Не повинні при цьому закриватися вентканали.

В залі для кримінальних справ прийняте кесонне монолітно перекриття. Величина його спирання на стіни по периметру - 160 мм. В якості покриття цієї зали застосовано структурні конструкції із армоцементних елементів. Елементи мають форму пірамід.

Пірамідальні елементи мають ребристу структуру. Вони представляють собою поєднання стержнів нижнього поясу й розкосів. Між стержнями розташовано армоцементні грані товщиною 15 мм. Ребристі плити, що є верхніми, запроектовано на довжину блоку розмірами 10,5 × 1,5 м.

Перевага такої конструкції полягає в тому, що при застосуванні її в приміщенні зали відсутня необхідність у влаштуванні підвісної стелі. Покриття із армоцементних елементів характеризуються підвищеною вогнестійкістю.

Сходи

Сходи прийнято із збірних залізобетонних елементів. Їх призначення – для зв'язку між поверхами та як евакуаційні шляхи. Конструкція сходів складається із двох видів: майданчикових плит марки ЛП – 1 (ЛП28.11) та сходових маршів марки ЛМ – 1 (ЛМ 33.14). Марші обпираються на консолі крайніх ребер

сходових плит. З'єднання виконується за використанням закладних кутників або пластин, які з'єднуються зваркою мінімум в двох місцях. Сходові марші мають ухил 1: 2. Марші мають фрізову ступінь. Висота підступенка – 150 мм та ширина проступу – 3000 мм. Опорні ребра сходових майданчиків входять до гнізд кам'яних стін. Сходові клітки є вогнестійкими та освітлюються природнім шляхом.

Із двох сходових кліток запроєктовано вихід на дах.

Вікна та двері

Прийнято потрібне закріплення віконних прорізів. Перепляот – металопластикові з роздільно-спареними перепляотами. Специфікацію заповнення прорізів наведено в табл. 1.3.

Таблиця 1.3 Специфікація елементів заповнення прорізів

Поз.	Позначення	Назва	Кількість на поверх			Всього	Розмір прорізу (а×h), мм
			Підвал	1 поверх	2 поверх		
<i>Двері</i>							
Д-1	ДСТУ Б В.2.6 - 15:2011	ДН 21-9	-	6	-	6	910×2070
Д-2	ДСТУ Б В.2.6 - 15:2011	ДАЧ24-19П	-	2	-	2	1920×2370
Д-3	ДСТУ Б В.2.6 - 15:2011	ДГ24-10	-	22	20	42	1010×2370
Д-4	--/--/--	ДГ24-15	-	1	3	4	1510×2370
Д-5	--/--/--	ДО24-15	-	3	3	6	1510×2370
Д-6	--/--/--	ДО21-9	-	4	2	6	910×2070
Д-7	--/--/--	ДГ21-7	-	13	8	21	710×2070
Д-8	--/--/--	ДГ21-9	-	1	-	1	910×2070
Д-9	ДСТУ Б В.2.6 - 15:2011	ДН21-9	-	-	3	3	780×2070

Ф-1	С.1.136-12 в 1	ФВ 04-12	-	10	8	19	1010×400
Ф-2	--/--/--	ФВ 04-15	-	1	3	4	1510×400
Д-10	Індивід	ИД-3	-	-	3	3	910×2070
Д-11	ДСТУ Б В.2.6 - 15:2011	ДС19- 9ТУ	-	-	-	11	910×1870
Д-12	--/--/--	ДС19- 15ТУ	-	-	-	2	1510×1870
Вікна							
О-1	ДСТУ Б В.2.6 - 15:2011	ОР18-18В	2	18	19	39	1810×1810
О-2	--/--/--	ОР18-15В	-	4	4	8	1510×1810
О-3	--/--/--	ОР18-9В	-	3	2	5	910×1810
О-4	--/--/--	ОР 9-9	-	32	18	50	910×910
О-5	--/--/--	ОР21-9В ОР 6 9В	-	-	12	12	910×2810
О-6	--/--/--	ОР 9-9	-	-	28	28	910×610
О-7	--/--/--	ОР18-15В	-	-	3	3	1510×1810
О-8	--/--/--	ОР15-6	-	-	-	15	610×1510
Фрамуги							
Ф-1	С.1.136-12 в 1	ФВ 04-12	-	10	8	19	1010×400
Ф-2	--/--/--	ФВ 04-15	-	1	3	4	1510×400

Двері внутрішні прийнято деревяними із облицюванням шпоном світлих тонів. Специфікація заповнення дверних прорізів наведена в табл. 1.3.

Двері камер прийнято марки ВД-3, матеріал –сосна, коробка посилена по периметру. Дверне полотно прийняте ДГ 21 –7 суцільним товщиною 40 мм. Із боку камери полотно опоряджене покрівельною сталлю й пофарбоване. Ззовні полотно оббите плитою OSB. Над дверима, до стінового отвору встановлюють зварену з кутників L32 × 4 рамку 300 × 400 мм із сіткою.

Зовнішні двері запроєктовано з алюмінієвих сплавів; за серією 1.236.4 – 7/84. Двері мають розпашний тип відкривання. Заскління їх є частковим. Двері в прорізах кріпляться зварюванням закладних деталей в отворах. Стики утеплюють мінватою.

Покрівля будівлі

Покрівля - безгорищна. Покриття - невентильоване. Ухил покрівлі близько 2%. Ухил покрівлі над залом для кримінальних справ становить 1%, Водовідвід внутрішній, а водовідвід з покриття зали кримінальних справ – зовнішній організований.

Поверхню залізобетонних плит затирають цементним розчином. Далі влаштовують розуклонку з пінобетону для надання покрівлі проектного ухилу.

На розуклонку вкладають жорсткі мінераловатні плити (як утеплювач). Покрівельний шар - наплавлений руберойд Рм – 500 – 2 із захисним забарвленням БТ – 177 (світлі тони). Перед наклеюванням 1 – го шару поверхню снови ґрунтують бітумною мастикою.

1.3.3 Внутрішнє й зовнішнє опорядження

Зовнішнє опорядження будівлі: стіни – цегляна кладка із червоної глиняної цегли: Цоколь оштукатурюється цементним розчином. Вікна й двері фарбуються олійною фарбою за 2 рази. Вхідні двері з алюмінієвих сплавів, частково засклені. Віконні отвори на головному вході виконано як вітражі; металеві елементи – масляне фарбування за 2 рази.

Внутрішнє оздоблення приміщень наведено в табл. 1.4.

Таблиця 1.4 Відомість внутрішнього опорядження приміщень

№ з/п	Назва приміщення	Тип підлоги	Стіни або перегородки	Низ стін або перегородок (панель)
		Матеріал покриття товщина	Вид опорядження	Вид опорядження
<u>I поверх</u>				
1	Канцелярія в кримін. справах	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
2	Канцелярія в цивільних. справах	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
3	Машбюро	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
4	Кімната адвоката	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
5	Кабінет зав канцелярії	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
6	Архів поточних справ	Паркет, h=19	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
7	Кімната судових приміщень	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
8	Зала для цивільних справ	Паркет, h=19	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
9	Дорадча кімната	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	

10	Санвузол	Керам. плит., h=13	Побілка	Глазур. плитка на h=1800 мм.
11	Кімната для свідків	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
12	Кабінет зав. юрид. консул.	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
13	Кімната друкарки	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
14	Кабінет адвоката	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
15	Комора	Керам. плит., h=13	Побілка	Глазур. плитка на h=1800 мм.
16	Хол	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
17	Гардероб	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
18	Коридор	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
19	Вестибюль	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
20	Тамбур	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
21	Приміщення зв'язку	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
<u>II поверх</u>				
22	Зала для кримінальних справ	Паркет, h=19	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	

23	Дорадча кімната	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
24	Кімната для свідків	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
25	Тамбур	Паркет, h=19	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
26	Санвузол	Керам. плит., h=13	Побілка	Глазур. плитка на h=1800 мм.
27	Приміщення конвою	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
28	Тамбур	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
29	Камера	Бетон мозаїч, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
30	Зала для цивільних справ	Паркет, h=19	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
31	Кабінет представлення. суду	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	

32	Кабінет судді	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
33	Приймальна голови суду	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
34	Кімната секретаря	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
35	Бібліотека юрид. літератури	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
36	Бібліотека юрид. літератури	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
37	Кабінет судді	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
38	Дорадчий кабінет	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
39	Кімната для свідків	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
40	Кабінет психологічного розвантаження	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
41	Приміщення суспіл. організацій	Паркет, h=19	Обклеювання, шпалери	
42	Комора	Керам. плит., h=13	Побілка	Глазур. плитка на h=1800 мм.
43	Коридор	Бетон мозаич, h=20	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
<u>Підвал</u>				
44	Архів закритих справ	Паркет, h=19	Полібш. пофарбування олійн. фарбою	
45	Приміщення підвалу	Паркет, h=19	Вапн. побілка	

Стеля у всіх приміщеннях I – го і II – го поверху білиться крейдяним розчином, а в приміщеннях підвалу – вапняне пофарбування.

1.4. Інженерні розрахунки

1.4.1 Теплотехнічний розрахунок несучої зовнішньої стіни

Розрахунок виконується за ДБН [3].

В залежності від кількості градусів опалювального приладу територія України розділяється на чотири зони. Місто Конотоп належить до I зони. Для I зони приймають конструкцію стіни з цегли повнотілої з утеплювачем. Нормативний опір теплопередачі складає:

$$R_{0TP}=2,2 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$$

Виконуємо розрахунок ділянки стіни шириною 4,34 м та висотою 3 м.

Зовнішня верста зовнішньої кладки, товщиною 120 мм, а внутрішня – товщиною 250 мм, з цегли глиняної звичайної з $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,81 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$.

Утеплювач – мінераловатні, жорсткі плити на бітумному в'язучому;

$\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,81 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$; Конструктивна схема стіни для розрахунку наведена на рис. 1.1.

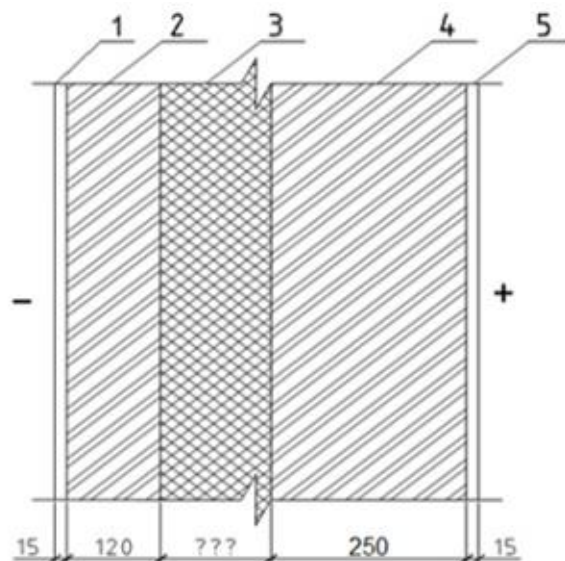


Рис.1.1 До теплотехнічного розрахунку стіни: 1– вапняно-піщаний розчин

$\delta_1=0,015 \text{ м}$, $\gamma_1=1600 \text{ кг/м}^3$; 2 – шар цегли $\delta_2=0,120 \text{ м}$, $\gamma_2=1800 \text{ кг/м}^3$;

3–утеплювач– плити мінераловатні, жорсткі $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$;

4–Шар цегли $\delta_4=0,250 \text{ м}$, $\gamma_4=1800 \text{ кг/м}^3$; 5 –вапняно-піщаний розчин $\delta_5=0,015 \text{ м}$,

$\gamma_5=1600 \text{ кг/м}^3$

Термічний опір $R_{к\text{тп}}, \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$, конструкції багатошарової стіни полегшеної кладки з теплоізоляційним шаром визначають наступним чином:

а) площинами, що паралельні напрямку теплового потоку (q), захисну конструкцію умовно розрізаємо на ділянки 1; 2; 3, у тому числі одні однорідні: 3, а інші - неоднорідні (3 – х шарів): 1; 2.

Термічний опір конструкції, що огороджує, визначаємо за формулою (6), [3]

$$R_a = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{\frac{F_1}{R_1} + \frac{F_2}{R_2} + \frac{F_3}{R_3}}, \quad (1.1.)$$

де $F_1; F_2; F_3$ – площі окремих ділянок, м

$R_1; R_2; R_3$ – термічні опори окремих ділянок, які визначаються за формулою (3), [3] для однорідних ділянок. За формулою (5) [3] визначають опір для неоднорідних ділянок.

Визначаємо площі ділянок:

$$2F_1 = 0,94 \times 3 \times 2 = 5,64 \text{ м}^2$$

$$2F_2 = 1,05 \times 3 \times 2 = 6,3 \text{ м}^2$$

$$3F_3 = 0,12 \times 3 \times 2 = 1,08 \text{ м}^2$$

Термічний опір окремих ділянок:

$$R_1 = R_2 = \frac{0,12}{0,81} + \frac{0,25}{0,81} + \frac{0,25}{0,81} + \frac{0,25}{0,81} = 2,37 \frac{\text{М}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Термічний опір всієї конструкції, що огороджує:

$$R_3 = \frac{1,12 + 0,39}{0,81} = \frac{0,51}{0,81} = 0,63 \frac{\text{М}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

б) площинами, що перпендикулярні напрямку стелі, захисна конструкція розбивається на шари I; II; III. Шари є однорідними: I; III, а інші – неоднорідними: II. Термічний опір конструкції R_b :

$$R_b = R_I + R_{II} + R_{III}, \quad (2.2.)$$

Де $R_I; R_{II}; R_{III}$ – термічний опір окремих шарів, $\text{м}^2 \text{°C}/\text{Вт}$

$$R_I = \frac{0,25}{0,81} = 0,31 \frac{\text{М}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}} \quad R_{III} = \frac{0,12}{0,81} = 0,15 \frac{\text{М}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

$$R_a = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{\frac{F_1}{R_1} + \frac{F_2}{R_2} + \frac{F_3}{R_3}} = \frac{5,64 + 6,3 + 1,08}{\frac{5,64 \cdot 0,073}{0,14} + \frac{6,3 \cdot 0,073}{R_2} + \frac{1,08 \cdot 0,81}{0,14}} = 1,04 \frac{\text{M}^2 \cdot \text{C}}{\text{Вт}}$$

Термічний опір конструкцій, що огороджують:

$$R_b = 0,31 + 1,04 + 0,15 = 1,5 \frac{\text{M}^2 \cdot \text{C}}{\text{Вт}}$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{R_a - R_b}{R_b} \cdot 100\% = \frac{1,93 - 1,5}{1,5} \cdot 100\% = 28,7\% > 25\%$$

Оскільки величина R_a перевищує величину R_b на 28,7%, то термічний опір $R_{a, \text{рп}}$ визначаємо на основі розрахунку температурного поля наступним чином:

обчислюємо величину теплового потоку $q_{\text{расч}} \text{ Вт / м}^2$,

$$q_{\text{расч}} = \lambda_{\text{в}} (t_{\text{в}} - t_{\text{в.сп}}), \quad (2.3)$$

де $\lambda_{\text{в}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкції, що огороджує;

$$\lambda_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт/м}^2\text{C (табл. 4* , [3])}$$

$t_{\text{в}}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря, °C, $t_{\text{в}} = 18^\circ\text{C}$

$t_{\text{в.сп}}$ – середня температура внутрішньої поверхні огорожень конструкції °C, що визначається за формулою:

$$t_{\text{в.сп}} = \frac{t_{\text{в}} \times F_3 + t_{\text{в}} (F_1 + F_1)}{F_1 + F_2 + F_3}, \quad (2.4)$$

$t_{\text{в}}$ – температура внутрішньої поверхні, °C для неметалічних теплопровідних включень, що визначається за формулою 13, [3]

$$t_{\text{в}}' = t_{\text{в}} - \frac{n(t_{\text{в}} - t_{\text{г}})}{R_{\text{о,усл}} \lambda_{\text{в}}} \left[1 + \eta \frac{R_{\text{о,усл}}}{-1} \right], \quad (2.5)$$

де $t_{\text{в}}$ – те ж, що у формулі (2.3)

$\lambda_{\text{в}}$ – те ж, що у формулі (2.3)

n – коефіцієнт, що приймається в залежності від положення зовнішньої поверхні огорожень конструкції по відношенню до зовнішнього повітря
 $n = 1$, табл. 3 *, [3]

R_0' ; R_0 умов – опір теплопередачі конструкції, що огорожує, $m^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$, відповідно в місцях теплопровідних включень і поза ними, що визначаються за формулою 4, [3]:

$$R_0 = 1/\lambda_B + R_K + 1/\lambda_H$$

η – коефіцієнт, що приймається за табл. 7*, [3], $\eta = 0,35$

t_B – температура внутрішньої поверхні конструкції, що огорожує (без температурних включень)

$$t_B = t_B - \frac{n(t_B - t_y)}{R_0^{усл} \lambda_B}, \quad (2.6)$$

де λ_B ; t_B – те саме, що у формулі (2.3)

n , R_0 умов – те саме, що у формулі (2.5)

t_H – розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, $^\circ\text{C}$, яка приймається відповідно до ДСТУ [4]

Для міста Конотоп: $t_H = -23^\circ\text{C}$

За додатком 5*, [3] приймаємо схему теплопровідних включень в конструкціях, що огорожують: II а. Для цієї схеми по табл. 7*, [3] приймаємо $\eta = 0,35$.

Приведений опір теплопередачі R_{opr} $m^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$ захисної конструкції, що необхідна, визначаємо за формулою 10, [3].

$$R_{opr} = \frac{t_B - t_H}{q^{розр}}, \quad (2.7)$$

де $q^{розр}$, t_B – те саме, що у формулі (2.3)

t_H – те саме, що у формулі (2.6)

Визначаємо $R_0^?$ и R_0^{YM}

$$R_0^{mos} = \frac{1}{\lambda_B} + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + \frac{1}{\lambda_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,81} + \frac{0,14}{0,073} + \frac{0,25}{0,81} + \frac{1}{23} = 2,53 \frac{m^2 \cdot C}{Bm}$$

$$R_0^{mos} = \frac{1}{\lambda_B} + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + \frac{1}{\lambda_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{1}{0,073} = 0,79 \frac{m^2 \cdot C}{Bm}$$

$$\tau_B = 18 - \frac{1(18+23)}{2,53 \cdot 8,7} \left[1 + 0,35 \left(\frac{2,53}{0,79} - 1 \right) \right] = 14,7^\circ C$$

Знаходимо температуру внутрішньої поверхні на ділянках цегли, Температура внутрішньої поверхні на ділянці з утеплювачем:

$$\tau_B = 18 - \frac{1(18+23)}{2,53 \cdot 8,7} = 16,1^\circ C$$

Середня температура внутрішньої поверхні:

$$\tau_{в.ср} = \frac{14,7 \cdot 1,08 + 16,1 \cdot 11,4}{1,08 + 11,94} = 16,0^\circ C$$

Величина теплового потоку:

$$Q^{розр} = 8,7 (18 - 16) = 17,4 \text{ Вт/ м}^2$$

Приведений опір теплопередачі:

$$R_0^{пр} = \frac{18 - (-23)}{17,4} = 2,36 \text{ м}^2 \text{ C/Вт} > R_0^{пр} = 2,2 \text{ м}^2 \text{ C/Вт}$$

Висновок: прийнята конструкція зовнішньої стіни задовольняє теплотехнічним вимогам.

РОЗДІЛ 2.

ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1 Пункт «Дослідницько-розрахунковий»

2.1.1 Вступ

Актуальність теми

Залізобетон – конструкційний матеріал, який в найближчому майбутньому залишатиметься основним для використання в міжповерхових конструкціях. Міжповерхові конструкції перекриття із залізобетону, якщо розглядати їх обсяг в порівнянні з усіма конструкціями будівлі, складають 60...70% [24]. Така популярність перекриттів із залізобетону обумовлена високим його експлуатаційними властивостями: міцністю, довговічністю, жорсткістю, вогнесійкістю. Оптимізація конструктивних рішень залізобетонних перекриттів має на меті пошук економічних конструктивніших їх вирішень. Зважаючи на необхідність економії матеріалу (сталі й бетону), пониження трудових та енергетичних затрат при виготовленні та монтажу, оптимізація конструктивних рішень перекриттів є важливою задачею [24].

Рибриста плита може бути виконана як монолітному, так і в збірному варіанті. Рибристе перекриття має такі конструктивні елементи: тонкостінну плитну частину й балочні елементи – головні та другорядні балки (рис.2.1).

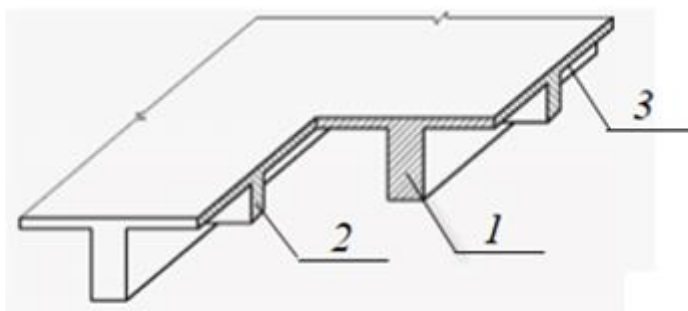


Рис.2.1 Фрагмент ребристого перекриття [28]: 1 — головна балки,

2— другорядна балка (ребро жорсткості), 3 — плитна частина

Плитна частина ребристої плити під навантаженням може працювати як балка, а може - як плита. Всі ці елементи перекриття зв'язані між собою монолітно і являють одне ціле [29].

На рис.2.2 наведено приклади вирішення залізобетонного перекриття із ребристих плит.

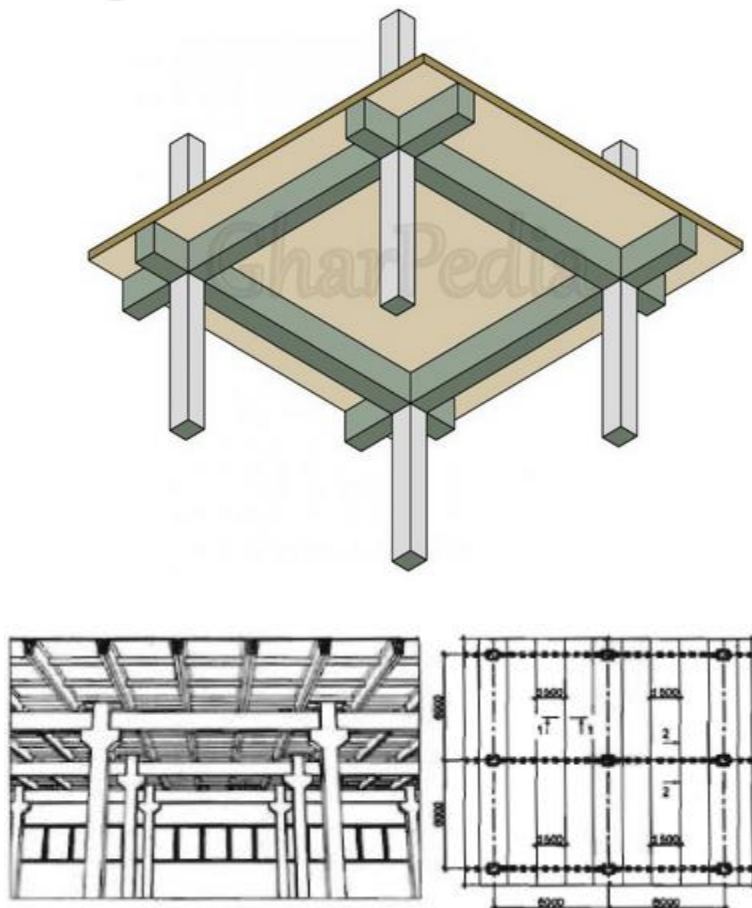


Рис.2.2 Монолітна залізобетонна плита спирається на балки (ребра) по контуру – а; балочні перекриття багатопверхових виробничих будівель при сітці колон бхб м при спиранні ребристих плит поверх ригелів серія ІІІ-20 – б.

Раціональність ребристих перерізів плит таких перекриттів (рис. 2.2) полягає в тому, що з розягнутої зони перерізу суцільної плити вилучається бетон. Зусилля розтягу сприймає арматура, що розташована в поздовжніх робочих ребрах (балках). Ребра також забезпечують міцність конструкції за похилими перерізами. Тонкостінна плита працює на стиск.

Ефективністю з технологічної точки зору характеризуються монолітні ребристі системи, оскільки така конструкція влаштовується безпосередньо на будівельному майданчику. Це є доречним, оскільки в процесі влаштування перекриття не застосовуються крупногабритні вантажопідйомні механізми. Незастосування таких механізмів є доречним при виконанні робіт в стиснутих умовах міської забудови (в районах із щільною забудовою чи під час реконструкції будівель).

Одним із різновидів ребристих залізобетонних перекриттів є кесонні перекриття. Це конструкція, що є ребристою конструкцією із ребрами в нижній зоні, розташовані у взаємно перпендикулярних напрямках (рис.2.3).

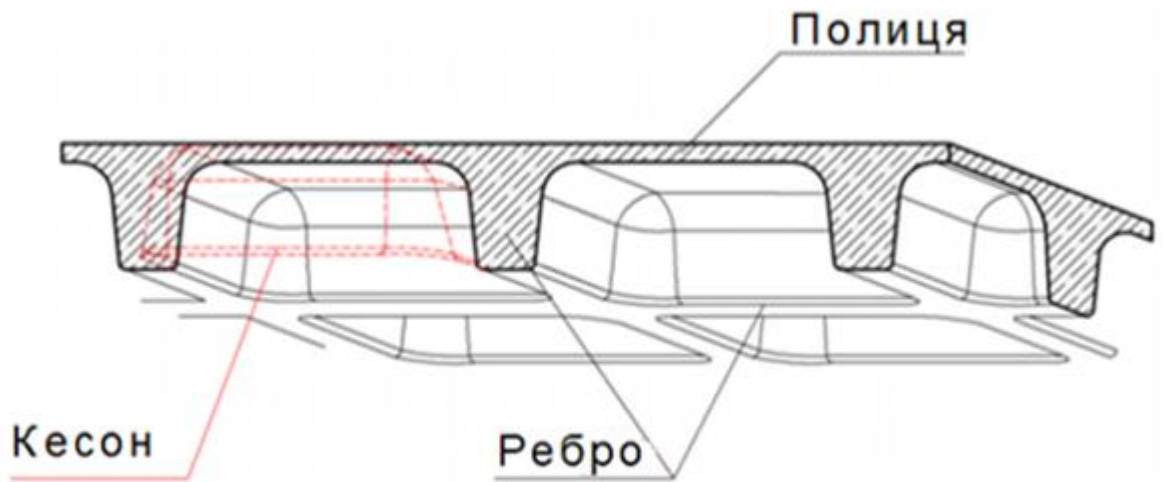


Рис.2.3 Фрагмент кесонного перекрыття

Прийняття в проєкті монолітного ребристого (кесонного) перекрыття, у зрівнянні з масою плоских плит чи монолітною конструкцією перекрыття по профлисту, обумовлює зменшення витрату бетону при зведенні перекрыття й навантажень на стіни, що несуть та на фундаменти будівлі [30].

Кесонне перекрыття складається з плит, опертих по контуру на систему взаємно перпендикулярних балок (рис.2.4).

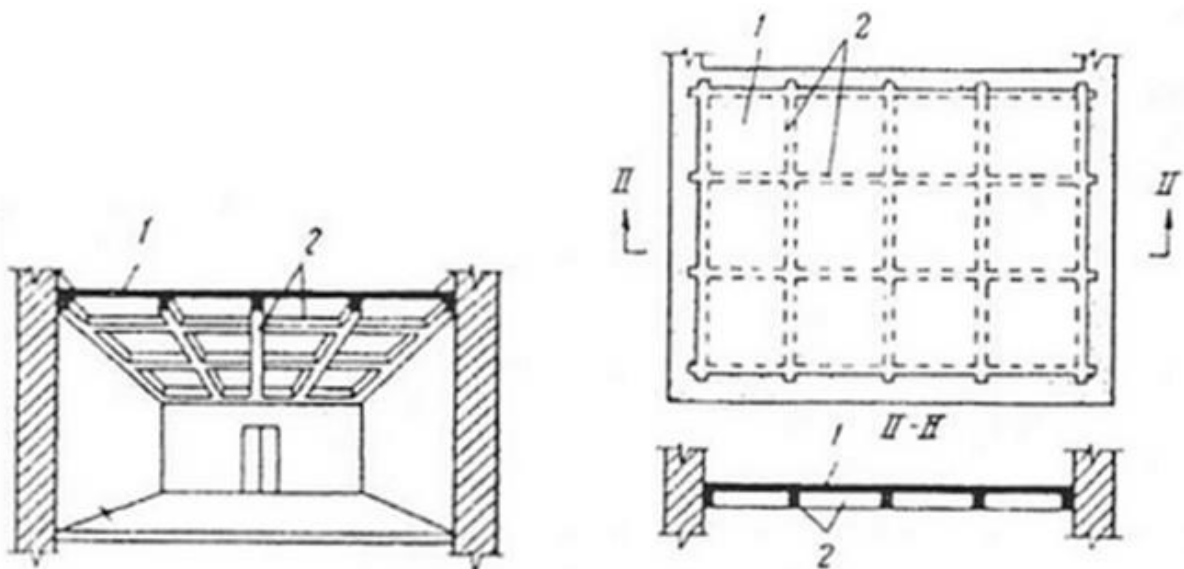


Рис.2.4 Монолітне залізобетонне кесонне перекрыття: 1– плита; 2– балка

Загальний вигляд кесонного перекрыття наведено на рис.2.5

а)



б)



в)



Рис.2.5 Кесонне перекриття – а; процес монолічення кесонного перекриття –б; кесонна конструкція обумовлює гладку стелю, придатну до опорядження – в

В кесонній конструкції тонка плита, як правило із сторонами однакової довжини, жорстко сполучається з балками. Сама кесонна плита, що перекриває прольот, шарнірно спирається на стіни (рис. 2.4) У приміщенні, що перекриті кесонною плитою, оптимальне співвідношення довжини й ширини є межах $1 \dots 1,5$. Балочні елементи такого перекриття можуть розміщуватися як перпендикулярно, так і під кутом 45° . Останній варіант не є дуже поширеним. Особливістю кесонів є те, що балки обох напрямів мають однакову висоту й відсутнє розділення на головні та другорядні балки. Висота балочних елементів повинна становити не менше $1/20$ прольоту. Товщина плит сягає $6 \dots 7$ см, а товщина ребер (балок) може змінюватися в межах $10 \div 20$ см. [31, 32].

При традиційному способі проектування проектуванні Розрахунок перехресно-ребристих перекриттів є достатньо умовним [33]. Зусилля в ребрах різного напрямку знаходять з умовою рівності прогинів середини прольоту середніх ребер з врахуванням зменшення моментів згину в ребрах, що віддалені від центру плити, пропорційно їх прогину. Але за такого підходу не може бути враховані зміни в напружено-деформованого стані при виникненні тріщин чи при несиметричному навантаженні ребристого перекриття, а також при дії зосереджених навантажень. Це є недоліком такого підходу до розрахунку [33].

При розрахунку монолітних перехресно-ребристих систем перекриття також не приймаються до уваги фактори впливу поздовжніх зусиль в окремих елементах, отвори, що можуть бути в дику перекриття, змінність жорсткостей ребер та плитної частини й інші фактори, які чинять вплив на просторову роботу перекриття [34].

Зважаючи на те, що порівняльної оцінки аналітичного розрахунку за традиційною методикою й числового розрахунку з використанням методу кінцевих елементів з урахуванням сумісної роботи плитної та ребристої частини покриття, можна констатувати, що, тема роботи є **актуальною**.

Мета, задачі, об'єкт та предмет дослідження. Методи дослідження

Мета роботи полягає порівняння зусиль, що виникають в елементах кесонного монолітного залізобетонного перекриття при аналітичному розрахунку та розрахунку числовим методом.

Задачі, що сформульовано для досягнення мети:

- ознайомлення з особливостями конструювання та роботи монолітних часторебристих перекриттів;
- виконання аналітичного розрахунку монолітного залізобетонного кесонного перекриття розміром 12 x 12 м шарнірно обпертого на стіни;
- розрахунок цього ж перекриття методом кінцевим елементів
- порівняння результатів двох розрахунків

Об'єкт дослідження – залізобетонне монолітне кесонне перекриття розмірами в плані 12 x 12 м, що шарнірно спирається на стіни.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан перекриття, визначений способами аналітичного та числового розрахунків.

Методи дослідження – аналітичний метод розрахунку; метод моделювання конструкцій на комп'ютері із використанням програмних комплексів, що базуються на методі кінцевих елементів.

Апробація результатів магістерської роботи.

Тематика дослідження висвітлена в рамках проведення Всеукраїнській студентській науковій конференції (СНАУ, листопад 2021 р.)

Публікації

1. Войтович М.М., Срібняк Н.М. Дослідження роботи часторебристого перекриття. /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15–19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021.С.161

Практичне значення отриманих результатів

Результати досліджень дозволяють визначити характер зміни зусиль в плитних та ребристих елементах кесонного перекриття при аналітичному «ручному» розрахунку та розрахунку за допомогою методів кінцевих елементів. Це виявляє характер та ступінь перерозподілу зусиль між плитною та ребристою частинами перекриття.

Аналіз публікацій та досліджень, що існують

Пошуком ефективних кінцевоелементних моделей ребристих (чаторебристих) перекриттів займався Л.М. Скорук [28]. В роботі [28] зокрема розглядався вплив схеми ексцентричного кріплення ребра на результати підбору арматури в плитній частині та ребрі. Також були зроблені висновки що для моделей ребристих плит, що враховують ексцентричне кріплення ребра та не враховують його за результатами розрахунку та результатами підбору арматури реальної конструкції найбільш точною схемою моделювання ребристого перекриття є схема, в якій верхні грані ребра та плити знаходяться на одному рівні.

Маковський С.А., Новиков М.В., Маковская Т.А. в [33] виконували кінцево-елементний аналіз напружено-деформованого стану монолітного ребристого перекриття. В дослідженні [36] запропоновано варіант рішення монолітного кесонного перекриття, що є різновидом монолітного ребристого перекриття з балками, що перехрещуються. Виконані розрахунки цієї конструкції аналітичним та числовим способом.

Моделюванням та аналізом ребристих монолітних перекриттів займалися О. Ю. Куликова, А. С. Васильев [35]. Вказано, що застосування абсолютно жорстких тіл дозволяє спроектувати ребристу плиту з прийнятною геометрією. Особливості конструювання та технологічні особливості зведення кесонних перекриттів наведено в [35].

2.1.2 Аналітичний розрахунок кесонного перекриття

Загальні положення

Монолітні перекриття широко використовуються при зведенні будівель. Залізобетонні однопрогонові плити суцільного перетину економічні при прольотах до 4,5 м. Проліт плит перекриття може бути збільшений на рахунок роботи конструкції в двох напрямках (спирання по контуру). В цьому випадку не викликає складнощів перекриття великих площ – до 10 x10 м [37], що дозволяє рекомендувати такий вид перекриття, в тому числі, для зальних приміщень будівель.

Кесонне перекриття як несуча конструкція являє собою ребристу конструкцію з взаємно – перпендикулярно розташованими ребрами однієї висоти в нижній зоні і суцільною тонкою плитою по верху, монолітно з'єднаної з ребрами [35]. Застосування монолітного ребристого перекриття замість плоского призводить до зменшення витрати бетону на зведення перекриття і, отже, навантажень на вертикальні несучі конструкції, а також фундаменти будівель. Наведена товщина такого перекриття значно менше плоского, проте загальна товщина перекриття, що визначається висотою монолітних балок, збільшується. Кесонне перекриття включає в себе плити, оперті по контуру на систему балок, що перетинаються. Плити жорстко з'єднуються з балками. При обпиранні кесонного перекриття на стіни – шарнірно з'єднуються зі стінами [36]. Приміщення з кесонними перекриттями повинні мати співвідношення сторін в межах 1–1,5. Балки можуть розташовуватися як перпендикулярно, так і під кутом 45° (більш рідкісний варіант) до сторін приміщення, що перекривається. Висота балок обох напрямків повинна бути однаковою й становити не менше 1/20 прольоту. Крок балок вибирається рівним 1–2 м. Товщина плит кесонного перекриття становить 6-7 см. [31].

Товщину плит кесонного перекриття слід приймати 7-8 см. Мінімальне значення товщини захисного бетону робочої арматури для конструкцій, що експлуатуються в закритих приміщеннях при нормальній і низької вологості,

рекомендується приймати 20 мм. У колишніх нормах для плит товщиною до 100 мм включно товщина захисного шару призначалася 10 мм.

Конструктивне рішення монолітного кесонного перекриття

Загальний вигляд монолітного кесонного перекриття розміром в плані 12,0 x12,0 м наведено на рис. 2.6. Статичний розрахунок може бути виконаний за спрощеною методикою [31, 38].

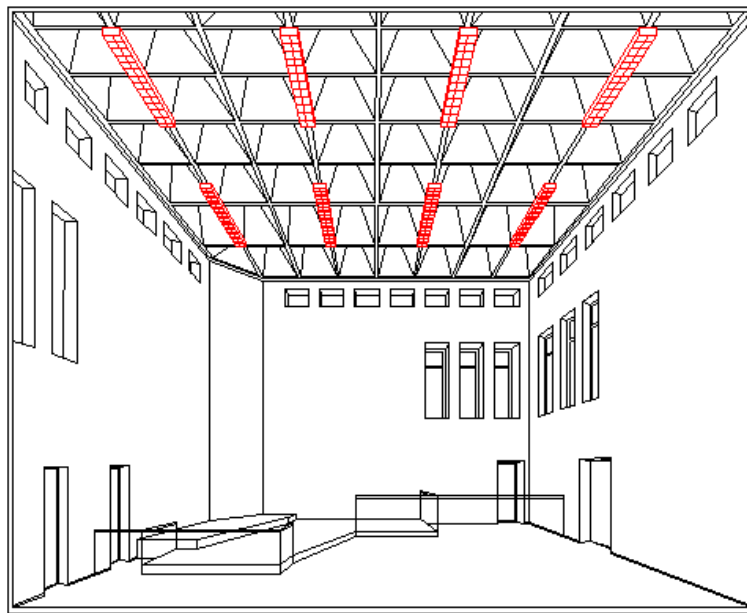


Рис.2.6 Кесонне перекриття: інтер'р зали кримінальних спра

Для визначення зусиль (згинальних моментів і поперечних сил) в конструктивних елементах кесонного перекриття (балках-ребрах і плитах) необхідне виконання статичного розрахунку.

Слід зазначити, що аналітичні методи розрахунку часторебристих (кесонних) перекриттів, розроблені в «докомп'ютерний» період, викладені в багатьох посібниках з залізобетонних конструкцій. Ці методи досить громіздкі і застосовуються тільки в простих випадках для перекриттів у випадку нескладної конфігурації ребер [39]. Монолітне ребристе перекриття за рис.2.2 відповідає критеріям щодо «нескладної конфігурації ребер».

Полка плити шарнірно спирається на стіни по чотирьом сторонам. В таблиці 1 наведено збір навантажень на 1 м² монолітного кесонного перекриття та на 1 м² плити кесонного перекриття.

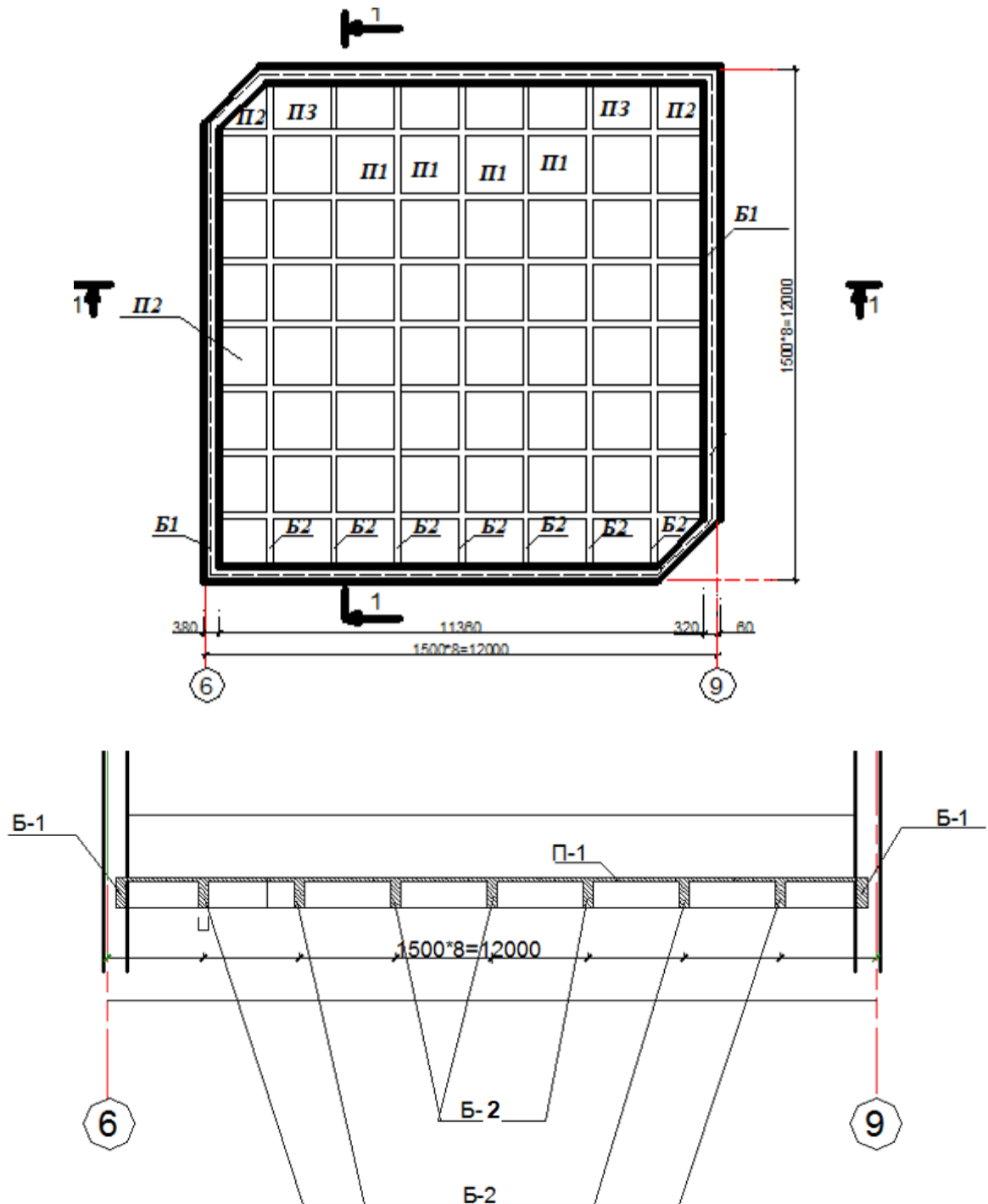


Рис.2.7 Конструктивна схема кесонного перекриття

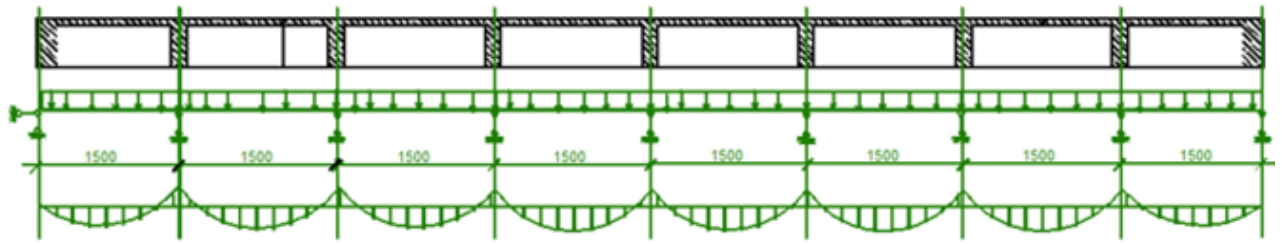


Рис.2.8. Розрахункова схема кесонного перекриття

Тимчасове нормативне навантаження на перекриття: $P_4 = 4 \text{ кПа}$ (400 кг/м^2), табл.3, [5].

Приймаємо: бетон класу С 12/15;

$f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$ (з урахуванням $\gamma_{b2} = 0,9$);

Арматура: для плити Вр – I; $f_{yd} = 375 \text{ МПа}$ при діаметрі 3 мм; для ребер: А400с; $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ при діаметрі 10–40 мм.

Компонування прикриття і визначення розрахункових прольотів для балок і плит

Розрахункові прольоти балок: і в поздовжньому і в поперечному напрямку однакові та рівні: $l_{01} = l_{02} = 1,04 \times 11,68 = 12 \text{ м}$.

Розрахункові прольоти плит: і в поздовжньому і в поперечному напрямку приймаємо 8 кесонів з відстанями між осями балок (і поздовжніх і поперечних) рис.2.8; $l_1 = l_2 = l_{01}/8 = 12/8 = 1,5 \text{ м}$

Визначення розрахункового навантаження на плиту та умовний розподіл навантаження в напрямках прольотів плити l_1 та l_2 :

Товщину плити на основі досвіду проектування рекомендується приймати для цивільних будівель не менше 6,0 см. Приймаємо товщину плити: $h_{п} = 6,0 \text{ см}$.

Навантаження від власної ваги 1 м^2 плити (при об'ємній вазі залізобетону $\rho_{з/б} = 2500 \text{ кг/м}^3 = 25 \text{ кН/м}^3$ і коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,1$): $h_{п} \times 1,0 \times 1,0 \rho_{з/б} \cdot \gamma_f = 0,06 \times 1,0 \text{ м} \times 1,0 \times 2500 \times 1,1 = 165 \text{ кг/м}^2 = 1650 \text{ Н/м}^2$;

Навантаження від власної ваги паркетної підлоги, березової, без жилок, товщиною $t_1 = 20$ мм; щільністю $\rho_1 = 800$ кг/м³; $\gamma_f = 1,1$

$$t_1 \times 1,0 \times 1,0 \rho_1 \gamma_f = 0,02 \times 1,0 \times 1,0 \times 800 \times 1,1 = 17,6 \text{ кг/ м}^2 = 176 \text{ Н/ м}^2$$

Постійне навантаження від стяжки з литого асфальтобетону, товщиною $t_2 = 40$ мм, щільністю $\rho_2 = 2100$ кг/м³; $\gamma_{f_1} = 1,2$

$$t_2 \times 1,0 \times 1,0 \rho_2 \gamma_{f_1} = 0,04 \times 1,0 \times 1,0 \times 2100 \times 1,2 = 100,8 \text{ кг/ м}^2 = 1008 \text{ Н/ м}^2$$

Постійне навантаження від плит деревно-волокнистих (тепло-і звукоізоляція), товщиною $t_3 = 0,15$ мм, щільністю $\rho_3 = 200$ кг/м³; $\gamma_{f_1} = 1,2$

$$t_3 \times 1,0 \times 1,0 \rho_3 \gamma_{f_1} = 0,15 \times 1,0 \times 1,0 \times 200 \times 1,2 = 36 \text{ кг/ м}^2 = 360 \text{ Н/ м}^2$$

Власна вага перегородок над цим перекриттям приймаємо 120 кг/м² при $\gamma_{f_1} = 1,2$: $120 \times 1,2 = 144$ кг/м² = 1440 Н/м²

Тимчасове розрахункове навантаження:

$$\rho^{\text{н}} \gamma_{f_1} = 400 \times 1,2 = 480 \text{ кг/ м}^2 = 4800 \text{ Н/ м}^2$$

Повне розрахункове навантаження на 1 м² плити складе:

$$q_{\text{пл}} = 1650 + 176 + 1008 + 360 + 1440 + 4800 = 9434 \text{ Н/ м}^2$$

Умовне розрахункове навантаження в напрямку рівних прольотів плити l_1 і l_2 :

$$q_1 = q_{\text{пл}} \times \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4} = 0,434 \times \frac{1,5^4}{1,5^4 + 1,5^4} = 0,434/2 = 1417 \text{ Н/ м}^2$$

2.2.3 Визначення згинальних моментів в плиті

В напрямку прольотів l_1 та l_2 момент буде однаковим, оскільки $l_1 = l_2 = 1,5$ м = 1

$$M = q_1 l^2 / 14 = 4717 \times 1,5^2 / 14 = 758 \text{ Нм}$$

2.2.4 Перевірка оптимальності прийнятої товщини плити

(оптимальному значенню відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi = 0,1$ відповідає $\alpha_m = 0,095$).

З умови міцності: $M \leq f_{cd} \cdot d^2 \alpha_m$

$$d = \sqrt{M / f_{cd} \alpha_m} = \sqrt{758 / 7,65 \times 10^6 \times 1 \times 0,095} = 0,032 \text{ м} = 3,2 \text{ см}$$

Ми залишаємо прийняту (мінімально рекомендуємо) товщину плити:

$$h_n = 6,0 \text{ см}; d = h_n - Q = 6,0 - 1,5 = 4,5 \text{ см.}$$

2.2.5 Визначення необхідної площі арматури в плиті:

Так як в обох напрямках плити діють однакові згинальні моменти, то приймаємо однакове армування в обох напрямках.

Граничне відношення відносної висоти стиснутої зони бетону, п.3.12, [6]

$$\xi_R = \omega / 1 + (\delta_{SR} / \delta_{sc,л}) \times (1 - \omega / 1,1) = 0,78888 / 1 + (375 / 500) \times (1 - 0,78888 / 1,1) = 0,65,$$

$$\text{де } \omega = \alpha - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \times 7,65 = 0,7888$$

$$\delta_{SR} = f_{yd} - \delta_{sp}; \delta_{sp} = 0; \delta_{SR} = f_{yd} = 375 \text{ МПа (}\phi 3 \text{ Вр-I)}$$

$$\delta_{sc,л} = 500 \text{ МПа (}\gamma_{b2} = 0,9 < 1)$$

З умови міцності:

$$\alpha_m = M / f_{cd} d^2 = 758 / 7,65 \times 10^6 \times 1 \times (0,045)^2 = 0,049$$

Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049} = 0,05$$

$$\xi = 0,05 < \xi_R = 0,65$$

З умови рівноваги визначаємо необхідну площу арматури:

$$A_s = f_{cd} / f_{yd} \times b h_o \xi = 7,65 / 375 \times 100 \times 4,5 \times 0,05 = 0,46 \text{ см}^2$$

Приймаємо плоску зварену сітку з арматури діаметром 3 мм Вр – I, що укладається в прольоті з кроком 150 мм на 1 м довжини ($A_s = 0,49 \text{ см}^2$): С – 4 (ЗВР – I – 150 / ЗВР – I – 150).

Оскільки плита, оперта по контуру, то сітки С – 4 мають робочу арматуру в обох напрямках, довжиною 1,39 м.

Над опорами укладаємо зварні рулонні сітки С – 5 з арматури діаметром 3 мм, класу Вр – 1 з робочою поперечною арматурою, довжиною 0,79 м: С – 5 (3 Вр-I-250/3 Вр-I-150).

Визначення рівномірно розподіленого навантаження на 1 м^2 перекриття з урахуванням навантаження від власної ваги ребер і умовний розподіл навантаження в напрямках прольотів ребер l_{01} та l_{02} ($l_{01} = l_{02} = 12 \text{ м}$).

Висоту перетину ребер призначаємо з умови достатньої жорсткості. У панелях з плитою в стиснутій зоні рекомендується приймати ребра, висотою h_p не менше $1/25$ частини прольоту панелі, а ширину ребер: $b_p = 0,5 h_p$. Приймаємо: $h_p = 1168/25 = 46$ см (з урахуванням товщини плити);

$$b_p = 1/3 h_p = 15 \text{ см}$$

Визначаємо приведені рівномірно розподілені навантаження від ребер на 1 м^2 перекриття ($L_1 = L_2 = 11,68 \text{ м}$).

$$q_p = [(h_p - h_n) b_p \times 7 L_2 + (h_p - h_n) b_p \times 7 (L_1 - 7 b_p)] \gamma_{3/6} \gamma_f / L_1 L_2 - 1,18^2 =$$

$$= [(h_p - h_n) b_p \times 7 (2L - 7 b_p)] \gamma_{3/6} \gamma_f / L^2 - 1,18^2 = [(0,46 -$$

$$0,06) \times 0,15 \times 7 (2 \times 11,68 - 7 \times 0,15)] \times 2500 \times 1,1 / (11,68^2 - 1,18^2) = 191,6 \text{ кг/ м}^2 = 1916 \text{ Н/}$$

$$\text{м}^2$$

Визначаємо навантаження на 1 м^2 перекриття з урахуванням ваги плити, ребер і тимчасового навантаження:

$$q = q_m + q_p = 0,434 + 1916 = 11350 \text{ Н/ м}^2$$

Визначаємо умовні рівномірно розподілені навантаження в обох напрямках прольотів ребер ($l_{01} = l_{02} = 12 \text{ м}$)

$$q_{l_{01}} = q \times (l_{02}^4 / l_{01}^4 + l_{02}^4) = 11350 \times (12^4 / 12^4 + 12^4) = 11350 / 2 = 5675 \text{ Н/ м}^2$$

Визначення уявних умовних навантажень на ребра в залежності від їх розташування в перекритті

Залежно від розташування ребер у перекритті уявна умовна навантаження на них визначається з умови, що деформації прогинів пропорційні вигинаючим моментам, а згинальні моменти пропорційні навантаженням – отже, і прогини пропорційні навантаженням:

$$q_x = q_{10} \times f_x / f,$$

де q_x – уявна умовна навантаження на ребро на відстані X від опори (стіни);

f – прогин середнього ребра (в середині прольоту)

$$f = 5/384 \times q l_0 l_0^4 / EJ$$

f_x – прогин ребра на відстані X від опори (стіни)

$$f_x = (1/24) \times (q l_0 l_0^4 / EJ) \times [x / l_0 - 2(x / l_0)^3 + (x / l_0)^4]$$

позначивши відношення $x/l_0 = \xi$ та розділивши f_x на f отримаємо:

$$f_x / f = 3,2(\xi - 2\xi^3 + \xi^4);$$

- визначасмо умовні навантаження на 1 пог. м ребра в напрямку прольоту

$$l_0 = 12 \text{ м}$$

$$(l_0 = l_{01} = l_{02} = 12 \text{ м})$$

а) для ребра на відстані від опори $l = 1,5 \text{ м}$ ($l_1 = l_2 = l = 1,5 \text{ м}$)

$$\xi = x/l_0 = l/l_0 = 1,5/12 = 0,125$$

$$f_x / f = 3,2(0,125 - 2 \times 0,125^3 + 0,125^4) = 0,39$$

$$q_1 = q_{101} \times l f_x / f = 5675 \times 1,5 \times 0,39 = 3320 \text{ Н/м}$$

б) для ребра на відстані від опори $2L = 2 \times 1,5 = 3 \text{ м}$

$$\xi = x/l_0 = 2/l_0 = 3/12 = 0,25$$

$$f_x / f = 3,2(0,25 - 2 \times 0,25^3 + 0,25^4) = 0,71$$

$$q_2 = q_{101} \times l f_x / f = 5675 \times 1,5 \times 0,71 = 6044 \text{ Н/м}$$

в) для ребра на відстані від опори $3L = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ м}$

$$\xi = x/l_0 = 3/l_0 = 4,5/12 = 0,375$$

$$f_x / f = 3,2(0,375 - 2 \times 0,375^3 + 0,375^4) = 0,93$$

$$q_3 = q_{101} \times l f_x / f = 5675 \times 1,5 \times 0,93 = 7917 \text{ Н/м}$$

г) для ребра на відстані від опори $4L = 4 \times 1,5 = 6 \text{ м}$

$$\xi = x/l_0 = 4/l_0 = 6/12 = 0,5$$

$$f_x / f = 3,2(0,5 - 2 \times 0,5^3 + 0,5^4) = 1$$

$$q_4 = q_{101} \times l f_x / f = 5675 \times 1,5 \times 1 = 8513 \text{ Н/м}$$

Визначення згинальних моментів в ребрах (відповідних деформацій прогинів)

З огляду на те, що перекриття працює в двох напрямках, згинальні моменти визначаються як: $M = q l^2 / 10$

Згинальні моменти в ребрах в напрямку прольоту $l_0 = 12$ м

а) на відстані від стіни: $L = 1,5$ м

$$M_1 = q_1 l_0^2 / 10 = 3320 \times 12^2 / 10 = 47808 \text{ Нм}$$

б) на відстані від стіни: $2L = 2 \times 1,5 = 3$ м

$$M_2 = q_2 l_0^2 / 10 = 6044 \times 12^2 / 10 = 87034 \text{ Нм}$$

в) на відстані від стіни: $3L = 3 \times 1,5 = 4,5$ м

$$M_3 = q_3 l_0^2 / 10 = 7917 \times 12^2 / 10 = 114005 \text{ Нм}$$

г) на відстані від стіни: $4L = 4 \times 1,5 = 6$ м

$$M_4 = q_4 l_0^2 / 10 = 8513 \times 12^2 / 10 = 122587 \text{ Нм}$$

Визначення необхідної площі поздовжньої арматури в ребрах.

При розрахунку арматури розрахунковий переріз прийнято тавровим з полицею в стиснутій зоні, ширина полки $b'_f = l_1 = l_2 = 1,5$ м відстань в осях між ребрами, згідно п.3.16, [6]

$$h'_f / h = h_n / h_p = 6 / 46 = 0,13 > 0,1 \text{ и } b'_f = 1,5 \text{ м} < 2L_0 / 6 = 12 / 3 = 4 \text{ м}$$

Визначимо положення нейтральної осі в тавровому перетині ребра при максимальному згинальній момент $M_4 = 122587$ Нм. Момент, що сприймається тавровим перетином при висоті стиснутої зони $X = h'_f = h_n = 6$ см, $b'_f = l_1 = l_2 = 1,5$ м та $d = h_p - 3 = 46 - 3 = 43$ см $b'_f = l_1 = l_2 = 1,5$ м та $d = h_p - 3 = 46 - 3 = 43$ см визначається:

$$M_n = f_{cd} b'_f h_n (d - 0,5 h_n) = 7,65 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,06 (0,43 - 0,5 \times 0,06) = 275400 \text{ Нм}$$

Встановлюємо розташування нейтральної осі за умовою (28), п.3.15, [6] при $X = h'_f = h_n$: при $M \leq f_{cd} b'_f h_n (d - 0,5 h_n)$ нейтральна вісь проходить в полиці.

$M_{\max}=M_4=122587$ $H_M < M_n=275400$ Нм – умова виконується, отже нейтральна вісь проходить в межах висоти полки і перетину розраховуються, як прямокутні з шириною, яка дорівнює відстані між ребрами, тобто

$$b = b'f = 1,5 \text{ м.}$$

Обчислюємо необхідну площу поздовжньої арматури в ребрах, прольотом $L_0=12$ м.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \omega / 1 + (\delta_{SR} / \delta_{sc,\pi}) \times (1 - \omega / 1,1) = 0,7888 / 1 + (365 / 500) \times (1 - 0,7888 / 1,1) = 0,65,$$

$$\text{где } \omega = \alpha - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \times 7,65 = 0,7888$$

$$\delta_{SR} = f_{yd} - \delta_{sp}; \delta_{sp} = 0; \delta_{SR} = f_{yd} = 365 \text{ МПа}$$

$$\delta_{sc,\pi} = 500 \text{ МПа } (\gamma_{b2} = 0,9 < 1)$$

а) в ребрах, на відстані від стіни $L = 1,5$ м; $M_1 = 47808$ Нм; $b = 1,5$ м; $d = 0,43$ м.

З умови міцності:

$$\alpha_{m1} = M_1 / f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 47808 / 7,65 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,43^2 = 0,023$$

Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_{m1}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023} = 0,023$$

$$\xi_1 = 0,023 < \xi_R = 0,65; X = \xi d = 0,023 \times 43 = 1 \text{ см} < h_n = 6 \text{ см}$$

З умови рівноваги визначаємо необхідну площу арматури:

$$A_s = f_{cd} / f_{yd} \times b \cdot d \xi_1 = 7,65 / 365 \times 150 \times 43 \times 0,023 = 3,1 \text{ см}^2$$

Приймаємо: $2\phi 14A400$ ($A_s = 3,08 \text{ см}^2$)

б) в ребрах на відстані від стіни $2L = 3$ м; $M_2 = 87034$ Нм

$$\alpha_{m2} = M_2 / f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 87034 / 7,65 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,43^2 = 0,041$$

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_{m2}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041} = 0,042 < \xi_R = 0,65;$$

$$A_{s2} = f_{cd} / f_{yd} \times b \cdot d \xi_2 = 7,65 / 365 \times 150 \times 43 \times 0,042 = 5,7 \text{ см}^2$$

Приймаємо $2\phi 20A400$ ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$)

в) в ребрах на відстані від стіни $3L = 4,5$ м; $M_3 = 114005$ Нм

$$\alpha_{m3} = M_3 / f_{cd} b \cdot d^2 = 114005 / 7,65 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,43^2 = 0,054$$

$$\xi_3 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_{m3}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054} = 0,055 < \xi_R = 0,65;$$

$$A_{s3} = f_{cd} / f_{yd} \times b \cdot d^2 \xi_3 = 7,65 / 365 \times 150 \times 43 \times 0,055 = 7,4 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø20A400; 1Ø14A400 ($A_s = 7,82 \text{ см}^2$)

г) в середньому ребрі на відстані від стіни $4L = 6$ м; $M_4 = 122587$ Нм

$$\alpha_{m4} = M_4 / f_{cd} b \cdot d^2 = 122587 / 7,65 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,43^2 = 0,057$$

$$\xi_4 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_{m4}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057} = 0,058 < \xi_R = 0,65;$$

$$A_{s4} = f_{cd} / f_{yd} \times b \cdot d^2 \xi_4 = 7,65 / 365 \times 150 \times 43 \times 0,058 = 7,84 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø20A400; 1Ø14A400 ($A_s = 7,82 \text{ см}^2$)

Визначення діаметра і кроку хомутів

Для хомутів приймаємо арматуру класу A240; $f_{ywd} = 175$ МПа $E_s = 210000$ МПа

$$f_{cd} = 7,65 \text{ МПа (при } \gamma_{b2} = 0,9) \text{ – бетон класу C 12/15}$$

$$f_{ctd} = 0,675 \text{ МПа (при } \gamma_{b2} = 0,9),$$

$$E_b = 23000 \text{ МПа,}$$

Коефіцієнти для важкого бетону: $\varphi_{b2} = 2,0$; $\varphi_{b5} = 0,6$; $\beta = 0,01$

Для таврового перетину: $\varphi_f = 0,75 \times (b'_f - b) h'_f / b \cdot d < 0,5$

при цьому b'_f приймається не більше $b + 3 h'_f$, тоді:

$$\varphi_f = 0,75 \times (3 h'_f) h'_f / b d = 0,75 \times 3 \times 6^2 / 15 \times 43 = 0,13 < 0,5,$$

$$\text{де } h'_f = h_{\text{п}} = 6 \text{ см; } b = b_p = 15 \text{ см; } d = 43 \text{ см}$$

Поперечна сила в середньому ребрі, прольотом $l_0 = 12$ м складає:

$$Q_4 = q_4 l_0 / 2 = 8513 \times 12 / 2 = 51078 \text{ Н}$$

Перевірка умови, що визначає необхідність розрахунку хомутів:

$$Q_{\text{max}} = Q_4 = 51078 \text{ Н} \leq \varphi_{b3} f_{ctd} b d = 0,6 \times 675000 \times 0,15 \times 0,43 = 26123 \text{ Н}$$

Умова не задовольняється, розрахунок хомутів необхідний.

Визначаємо величини, використовувані при розрахунку хомутів (приймаючи $q_1 = q_4 = 8513 \text{ Н/м} = 85,13 \text{ Н/см}$, тобто вважаємо навантаження рівномірно розподіленим).

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f) f_{cd} b d^2 = 2(1 + 0,13) \times 0,675 \times 10^6 \times 0,15 \times 0,43^2 = 42310 \text{ Нм}$$

$$Q_{b1} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f) f_{cd} b d^2} q_1 = 2 \sqrt{42310} \times 8513 = 37957 \text{ Н}$$

Поперечна сила, яка повинна бути прийнята хомутами на одиницю довжини, визначається в залежності від виконання умови:

$$Q_{\max} = Q_4 = 51078 \text{ Н} \leq Q_{b1} / 0,6 = 37957 / 0,6 = 63262 \text{ Н} - \text{умова задовольняється.}$$

$$q_{sw} = Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2 / 4M_b = 51078^2 - 37957^2 / 4 \times 4231000 = 69 \text{ Н/см}$$

Поперечна сила q_{sw} повинна прийматися не менше:

$$q_{sw} = Q_{\max} - Q_{b1} / 2 d = 51078 - 37957 / 2 \times 43 = 153 \text{ Н/см}$$

Для розрахунку хомутів приймаємо більше значення: $q_{sw} = 153 \text{ Н/см}$

На приопорних ділянках, рівних $1/4$ прольоту приймаємо максимальне значення кроку хомутів [6,7].

при $h > 450 \text{ мм}$ $S^{op} < h/3 = 460/3 = 153 \text{ мм}; 500 \text{ мм}$ тобто приймаємо $S = 150 \text{ мм}$ та визначаємо необхідну площу двохгілкових хомутів:

$$q_{sw} = f_{ywd} A_{sw} / S; A_{sw} = q_{sw} S / f_{ywd} = 153 \times 150 / 175 \times 100 = 0,13 \text{ см}^2$$

при мінімальному діаметрі хомутів: $2\phi 6 \text{ мм А240}$, $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$

На решті частини прольоту, згідно [6,7] встановлюємо двохгілкові хомути, діаметром 6 мм із сталі класу А240 з кроком 300 мм , що задовольняє вимогам:

$$S^{np} \leq 3/4 h = 3/4 \times 460 = 345 \text{ мм}; 500 \text{ мм}$$

Перевіримо достатність вжитих розмірів перетину з умови міцності за похилою стиснутою смугою:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \varphi w_1 \varphi_{b1} f_{cd} \cdot b \cdot d, \text{ п.3.30, [6]},$$

$$\text{де } \varphi_{b1} = 1 - \beta f_{cd} = 1 - 0,01 \times 7,65 = 0,92$$

$$\varphi_{w1}=1+5\alpha\beta\mu w=1+5(E_s/E_b) \times (A_{sw}/bS)=1+5(21 \times 10^4)/(23 \times 10^3) \times (0,57/15 \times 15)=1,12$$

$$\varphi_{w1}=1,12 < 1,3 \text{ – умови виконуються}$$

$$Q_{\max}=51078 \text{ Н} < 0,3 \times 0,92 \times 1,12 \times 7,65 \times 100 \times 15 \times 43=152528 \text{ Н}$$

Умова задовольняється, прийняті розміри перетину достатні.

2.1.3 Числовий розрахунок кесонного перекриття

Розрахункові моделі для апроксимації елементів часторебристого перекриття

Аналітичні методи розрахунку часторебристих (кесонних) перекриттів, розроблені в докомп'ютерний період, викладені в багатьох посібниках із залізобетонних конструкцій [6]. Ці методи досить громіздкі й можуть бути застосовані тільки в простих випадках для перекриттів з нескладною конфігурацією ребер. Здавалося б, із розвитком числових методів розрахунку, використовуючи весь наявний набір кінцевих елементів [7], особливих труднощів при моделюванні на ЕОМ подібних конструкцій виникати не повинно.

Часторебристе перекриття конструктивно виконано таким чином, що його верхня поверхня є гладкою (балки не виступають з перекриття). При розрахунку подібних конструкцій за допомогою сучасних програмних комплексів, що базуються на методі кінцевих елементів, доводиться оперувати такими загальними моделями конструкцій та їх елементів як стержень, плита, оболонка. Постає питання, як розмістити стержньовий елемент по відношенню до плитного: центруючи його по нейтральній лінії плити чи зміщуючи з певним ексцентриситетом? Мова йде про те, як представити в розрахунковій схемі поздовжні та поперечні ребра та яка із розрахункових схем буде найліпшим чином відображати дійсну роботу конструкції під дією навантаження) [14].

Як показує практичний досвід, розрахункові моделі, якими оперують проектувальники, за своїм фізичним змістом в ряді випадків далекі від реальної

роботи конструкції [6]. Причиною цього є необхідність стикування в вузлах розрахункової моделі КЕ різної розмірності (стержневих та пластинчатих елементів). Цій проблемі присвячена велика кількість публікацій [8, 9, 10, 11], а поняття оптимальності схеми є питанням дискусійним.

Можливо створити розрахункові моделі часторебристих перекриттів, використовуючи стандартний набір кінцевих елементів.

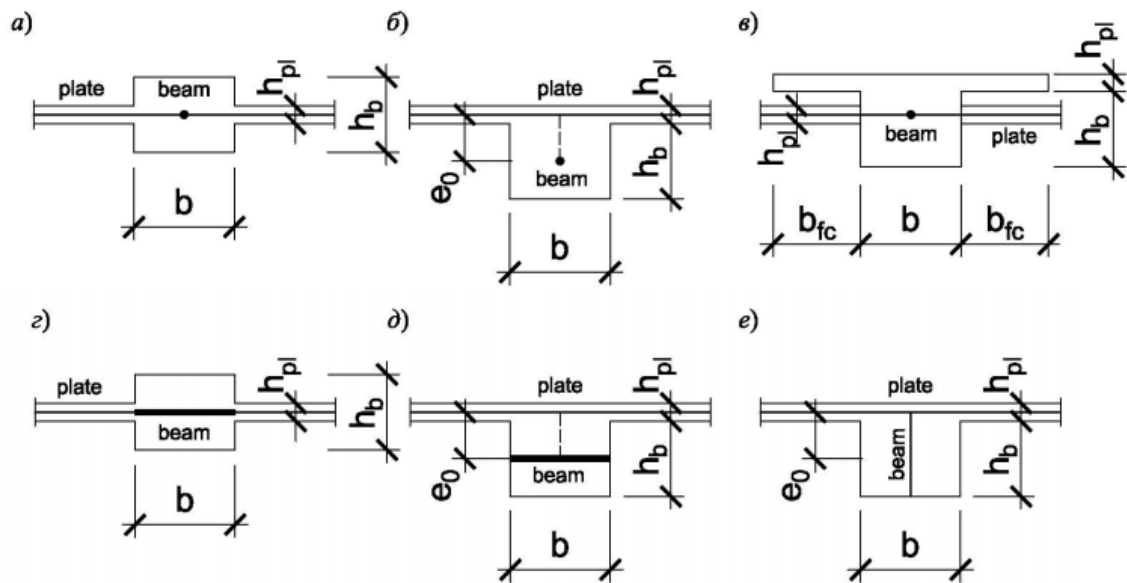


Рис.2.8 Комп'ютерні моделі часторебристого перекриття [39]

Досить поширеними є дискретні моделі, в яких плити перекриття моделюються двомірними кінцевими елементами пластин або оболонок, а ребра плит – одновимірними стрижневими елементами (рис.2.8 а, б, в) [12, 13]. Популярність подібних моделей забезпечується з одного боку відносною сумісністю двомірних КЕ пластин, для яких є характерною група зусиль, що виникає при вигині, і одновимірних КЕ стрижнів. З іншого боку, використання перерахованих КЕ дозволяє виконувати окремий розрахунок армування плит і ребер (балок), що з успіхом може бути реалізовано за допомогою модулів автоматизованого розрахунку арматури [39].

Аналіз та вибір оптимальної кінцеелементної моделі

Для побудови адекватної комп'ютерної моделі необхідно забезпечити сумісну роботу плити й ребер (балок), іншими словами слід враховувати роботу балок (ребер) в частині плити. Таким чином, модель на рис. 2.8 (а) не відповідає цій вимозі [39].

Для врахування ексцентриситету балок щодо серединою поверхні плити в розрахункову модель вводять **абсолютно жорсткі вставки** (рис. 2.8, б). В цьому випадку введення абсолютно жорстких вставок є реалізацією гіпотези Кірхгофа, згідно з якою плоскі перетину залишаються плоскими і в деформованому стані елемента. Наявність ексцентриситету балки призводить до виникнення в плиті **мембранної групи зусиль, які знижують згинальні моменти в прольоті**. Даний факт підтверджується експериментальними даними про сприятливий вплив розпору. Таким чином, при врахуванні ексцентриситету ребер **плиту слід моделювати оболонковими КЕ, здатними сприймати крім згинальної, також і мембранну групу зусиль**. Необхідно відзначити, що з одного боку використання ексцентричного сполучення балки знімає питання врахування частини плити (полки) в роботі ребра, однак з іншого боку призводить до виникнення в стержньовому елементі, що моделює балку, **осьової сили N , яка врівноважує мембранну групу зусиль в плиті**. З цієї причини визначальним внутрішнім зусиллям при оцінюванні напружено-деформованого стану балки буде осьова сила, ексцентрично прикладена щодо нейтральної осі, що не є характерним для балкових розверків. Таким чином, при використанні автоматизованого модуля підбору арматури армування балок (ребер) буде виконано як для позацентрово розтягнутих елементів.

Аналізуючи літературні та інші джерела [2,6,13,14,15,16] прийшли до висновку, що модель з'єднання плитної частини та ребра за допомогою жорстких вставок на рис. 2.4, може бути прийнята для кінцевоелементного моделювання кесонного перекриття в ПК ЛИРА –САПР (рис. 2.9).

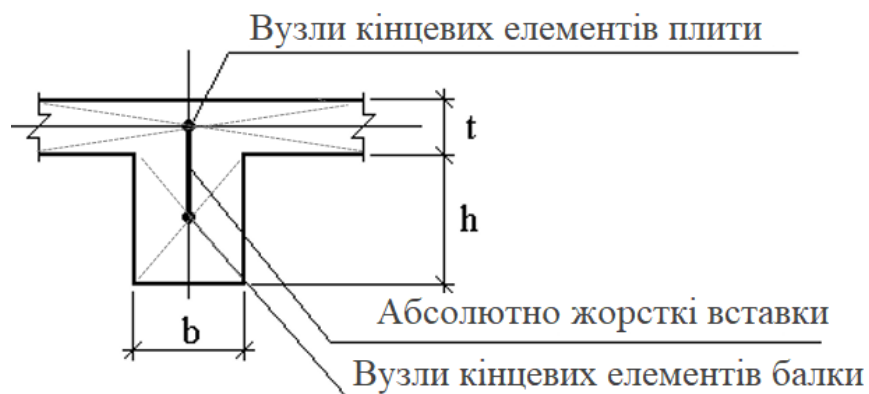


Рис.2.9 Ексцентричність стиків в узлах плитного та стержньового елементів

Довжина жорсткої вставки дорівнює відстані від центру ваги перерізу полки (або її серединною поверхнею) до центру ваги перерізу ребра.

Якщо: $h_{\text{плити}} = 0,07$ м, $h_{\text{стінки балки}} = 0,5 - 0,07 = 0,43$ м, то довжина жорсткої вставки згідно рис. 6 дорівнює: $\frac{0,07}{2} + \frac{0,43}{2} = 0,25$ м.

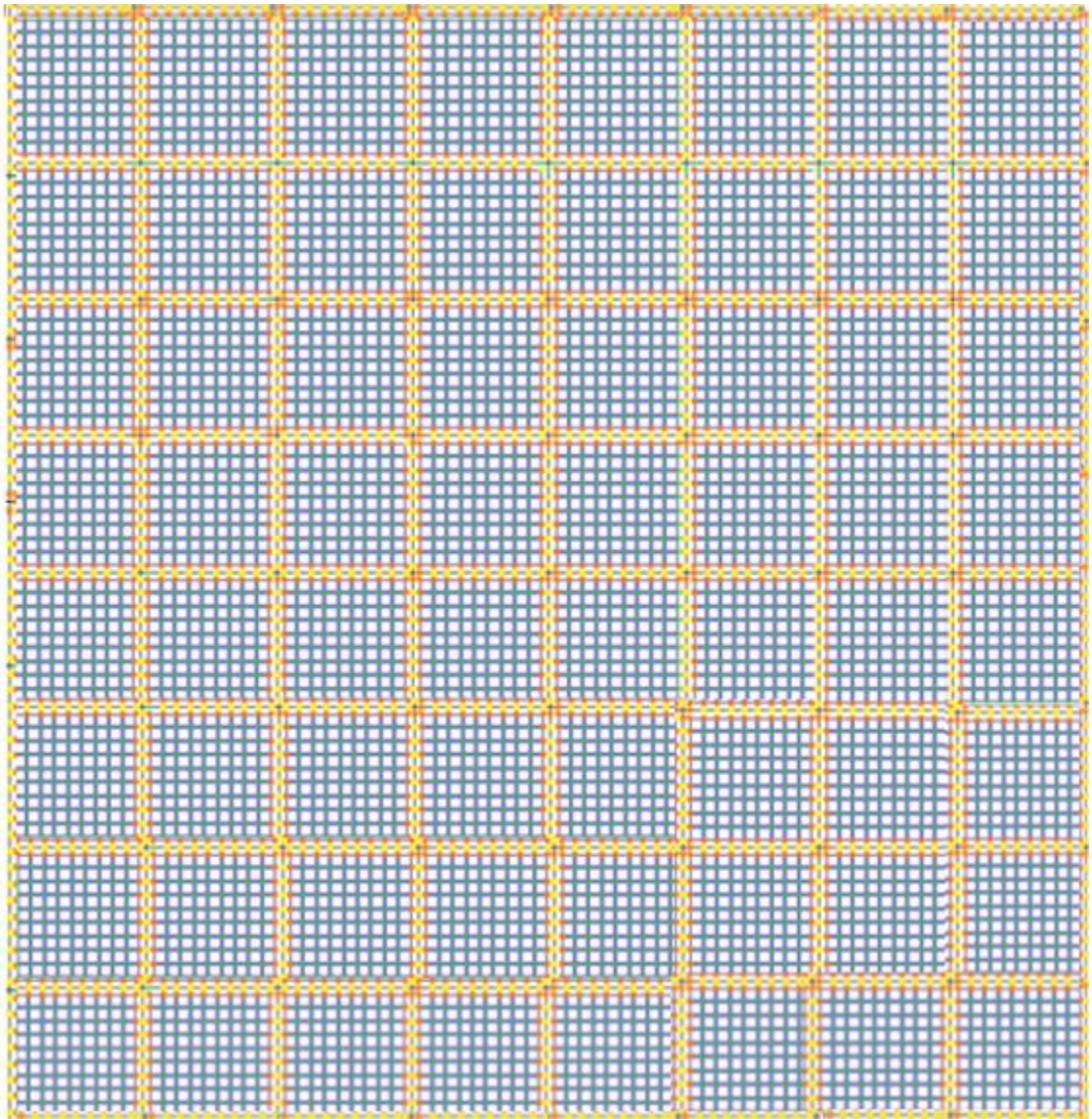
Таким чином, стержні поперечним перерізом $0,2 \times 0,43$ м підвішуються за допомогою абсолютно жорстких вставок до вузлів кінцево-елементної моделі плити, що лежать в її серединній поверхні.

В [40] показується, що розглянута модель найбільш повно відображає дійсну роботу балочного перекриття, в тому числі знімає питання про ступінь включення в роботу плити при вигині стержнів-балок.

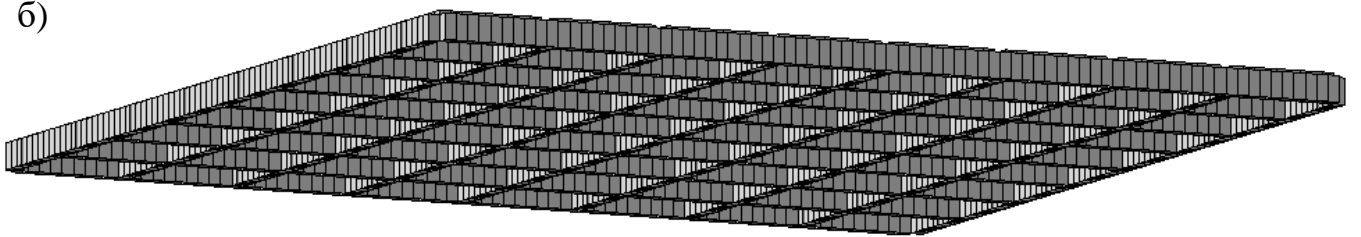
2.2.2.2 Створення кінцевоелементної моделі кесонного перекриття

Розрахуємо числовим методом кесонне монолітне перекриття, схема якого наведена на рис.2.7. Кінцевоелементна схема, побудована в ПК ЛИРА САПР з врахуванням способу з'єднання плити із ребрами (за рис.2.9) – стержньовими КЕ, наведена на рис.2.10.

a)



b)



В)

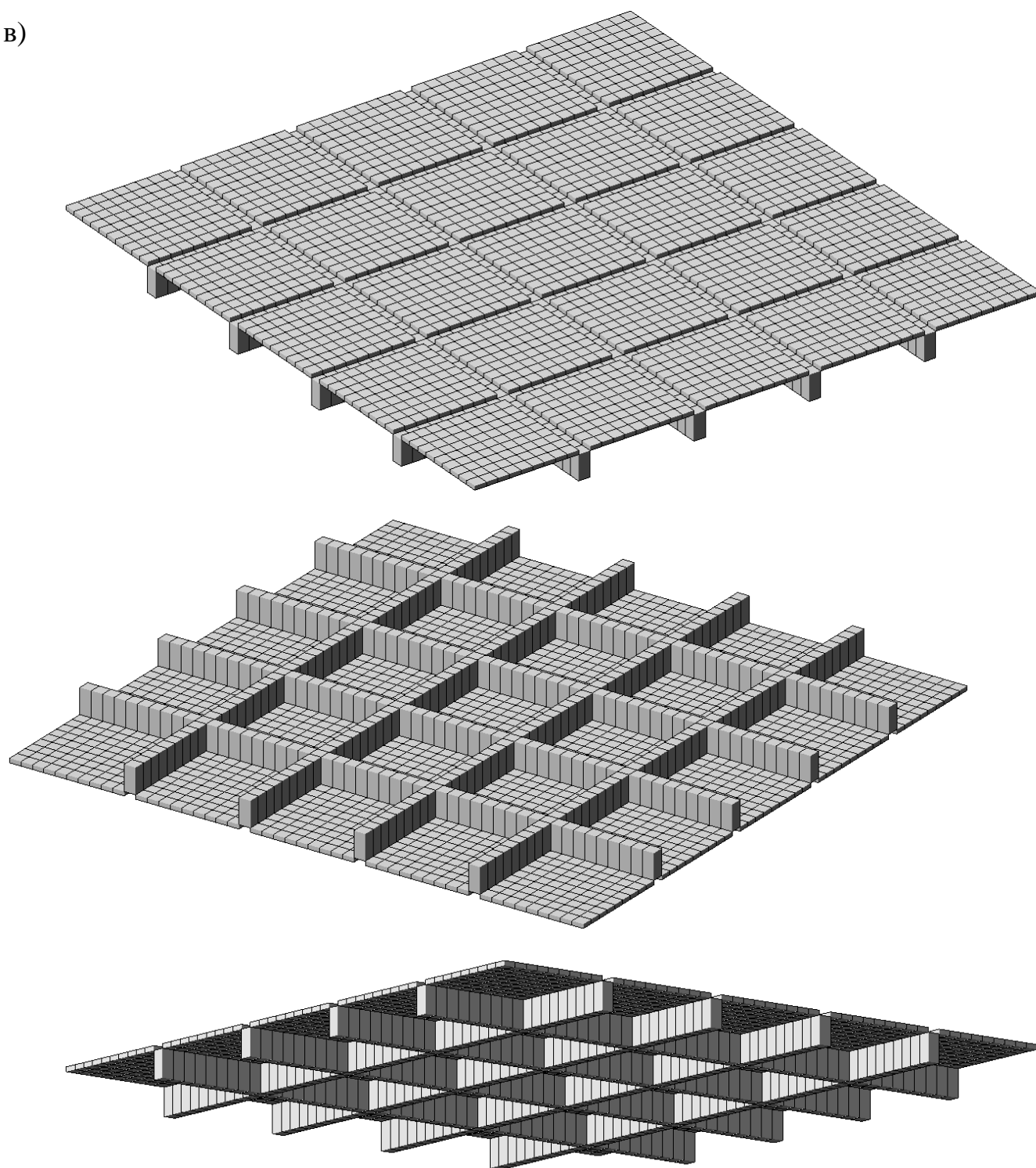
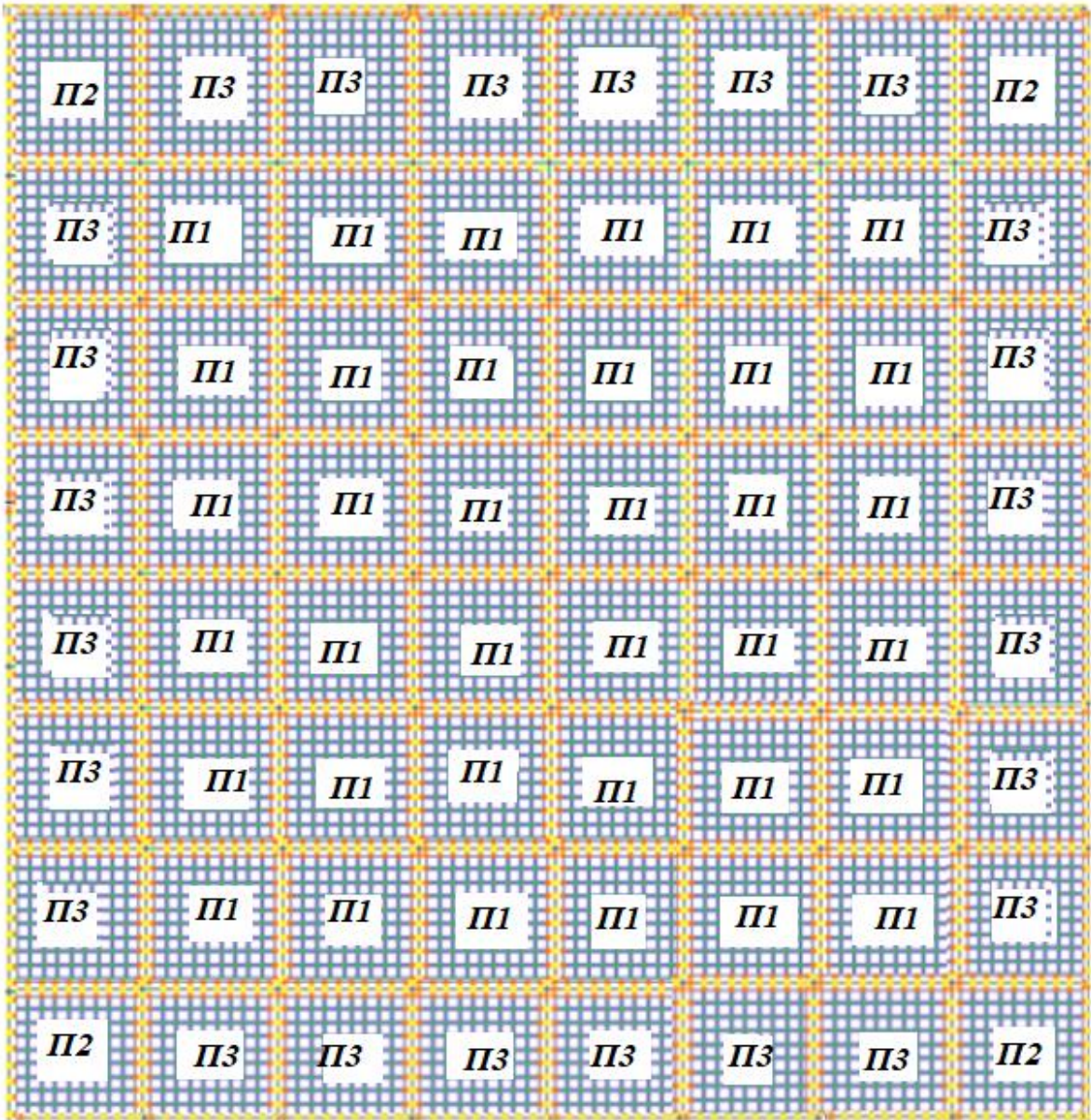


Рис. 2.10. Розрахункова модель кесонного монолітного перекриття за рис.2.7: кінцеелементна модель в площині XOY -а; об'ємна 3 – D модель-б; фрагмент перекриття, обмежений площинами YOZ та XOZ –в

Для зручності аналізу зусиль та напружень замаркуємо плитні частини перекриття та ребристі (з умовним позначенням – «плита», «балка»).



а)

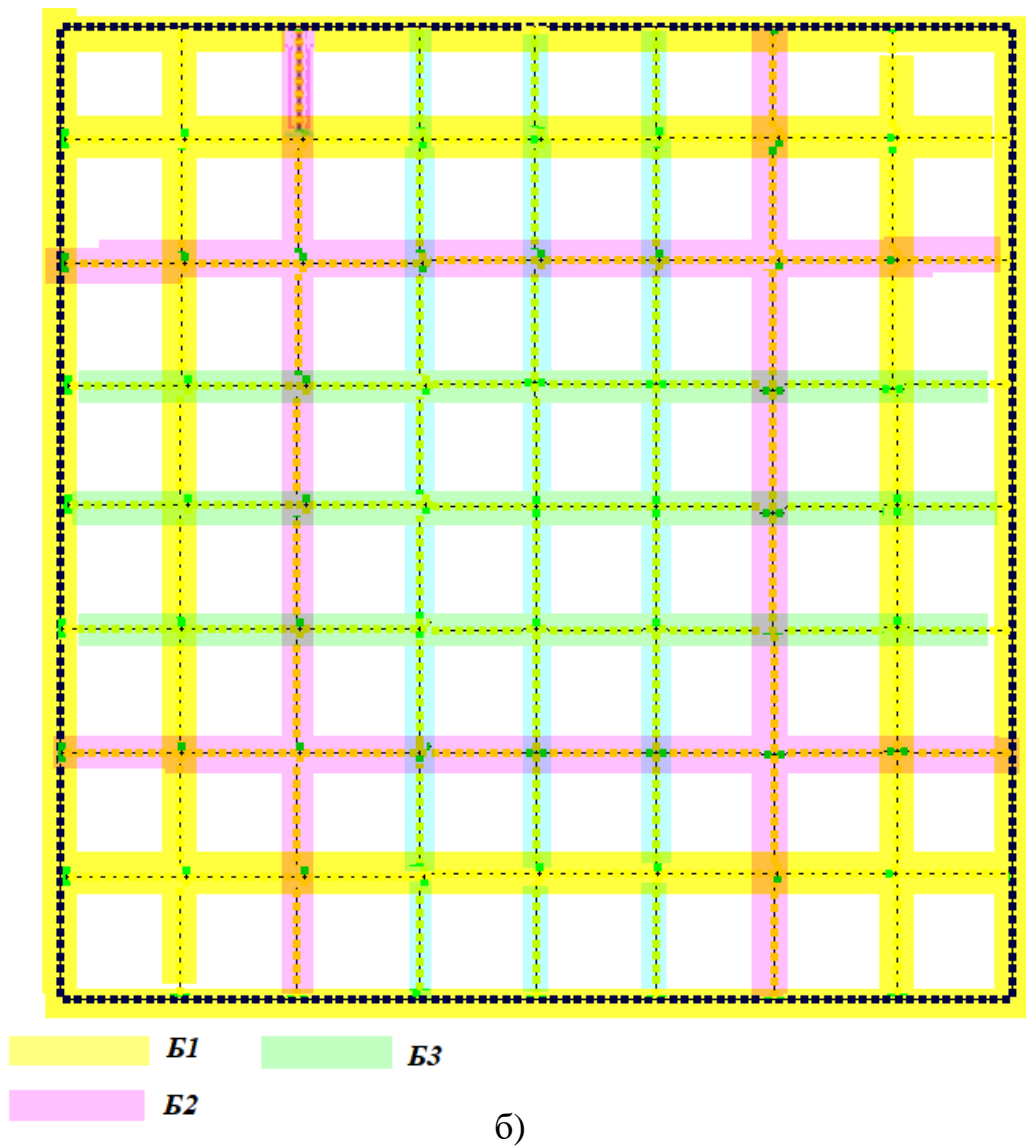


Рис.2.11 Маркування плитних частин часторебристого перекриття –а;
маркування ребер часторебристого перекриття –б

Навантаження, що прийняті на конструкцію:

- власна вага елементів залізобетонного перекриття
- корисне тимчасове навантаження – 1,95 кН/м²
- Жорсткісні характеристики кінцевих елементів наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 Характеристики жорсткості кінцевих елементів
розрахункової моделі

№ з/п	Назва конструктивного елемента	КЕ	Переріз, см	θ	E_s , т/м ²	$R_{0,2}$, т/м ²
1.	Полка (плитна частина)	41	Пластина товщиною 7 см	0,2	$3,06 \cdot 10^6$	2,5
2.	Ребро (просторовий стержень)	10		0,2	$3,06 \cdot 10^6$	2,5

Приймаємо шарнірне спирання плитної частини перекриття по чотирьом сторонам на стіни (за рис.2.1).

Порівняльний аналіз результатів

Аналіз деформативності системи

Мозаїка переміщень вздовж вертикальної осі наведена на рис.2.12. Максимальне переміщення по вертикалі становить 0,54 см, що є меншим за гранично допустимий прогин [41]:

$$f_{max} = 0,54 \text{ см} < f_u = \left(\frac{1}{200}\right)L = \frac{1200}{200} = 6 \text{ см}$$

Отже, жорсткість часторебристої плити є достатньою.

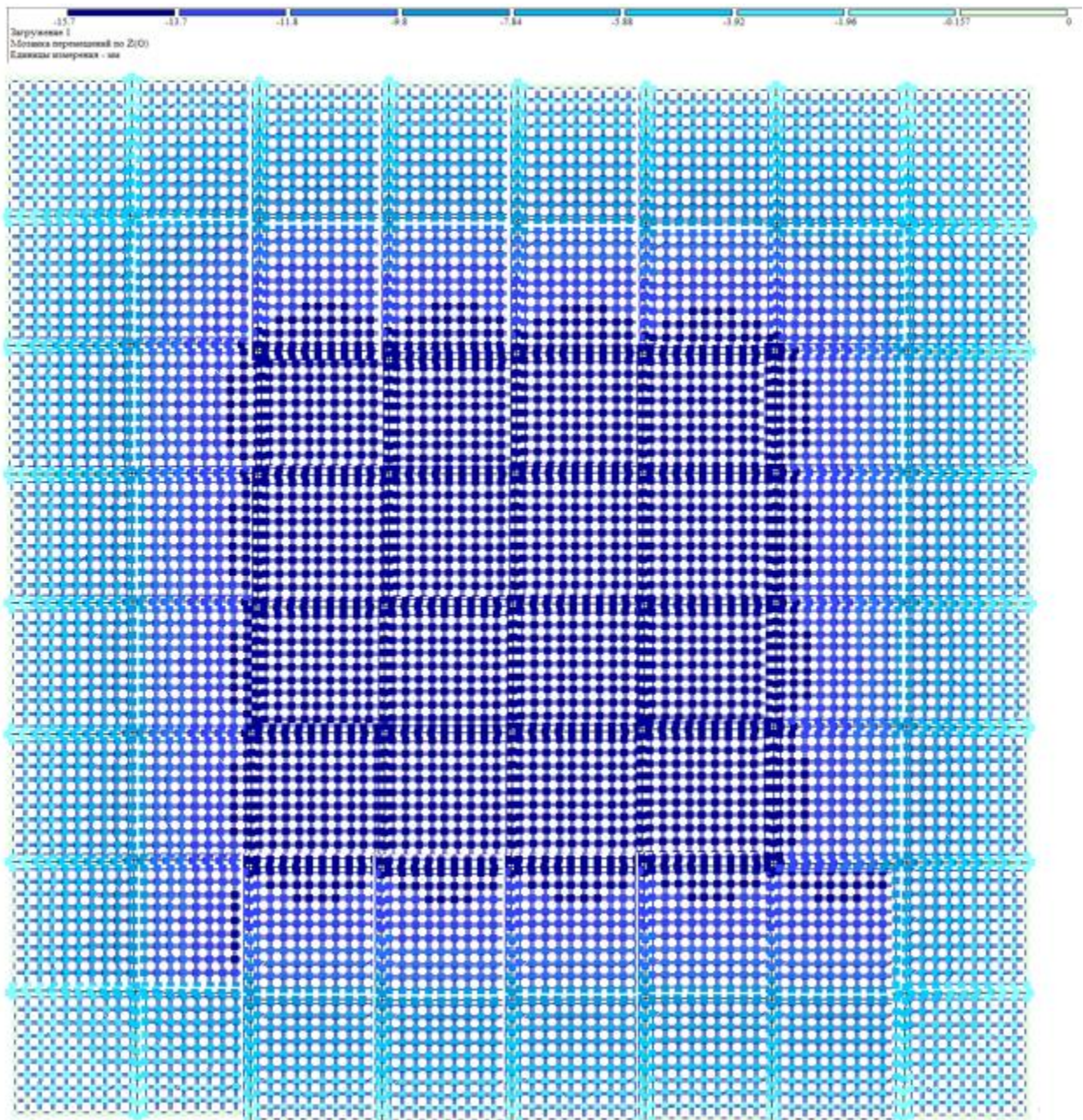


Рис.2.12 Мозаїка переміщень вузлів схеми вздовж осі Z

2.2.3.2 Напруження в полках перекриття

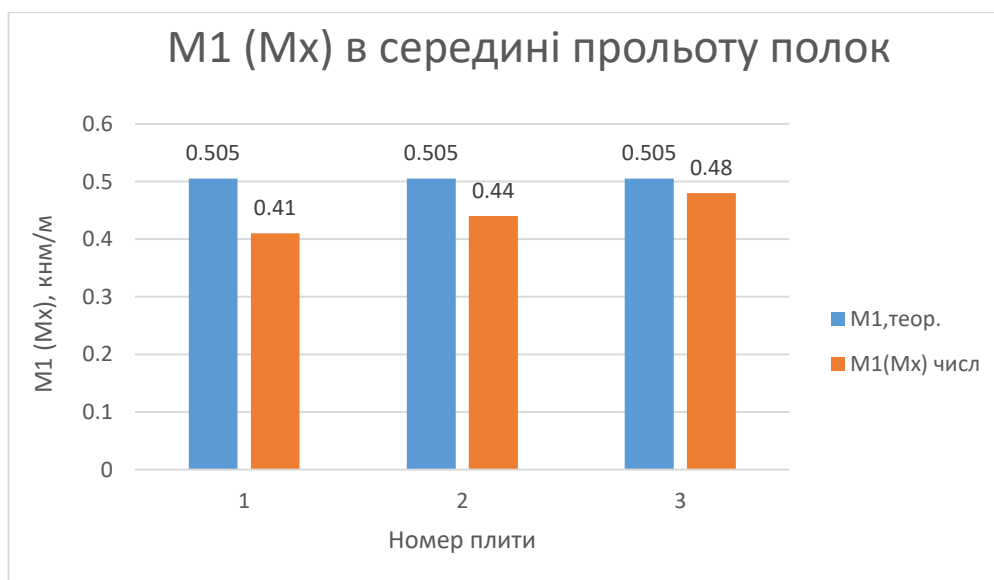
В разі, коли в стержньовому елементі має місце жорстка вставка (рис. 2.9), від дії вертикального навантаження в плиті виникає мембранна група напружень (N_x, N_y, τ_{xy}) та група зусиль, що виникають при згині $(M_x, M_y, M_{xy}, Q_x, Q_y)$. Як наслідок, в згаданих стержнях з'являється поздовжня сила N (зусилля розпору), яка відповідає дійсній роботі конструкції [6,14]:

В таблиці 2.2 наведено значення максимальних моментів, що входять до групи зусиль, які виникають при згині та порівняно з відповідним зусиллями, що отримані за аналітичним розрахунком. Розглядалися максимальні моменти в центральній частині кожної з характерних плитних ділянок – П1, П2 та П3 плитної частини перекриття та максимальні моменти, що діють на опорах.

Таблиця 2.2 Моменти, що виникають при згині в середині прольоту полок перекриття

Марка плити	Моменти вигину в середині прольоту полок, кН·м/м					
	$M_{1,теор.}$	$M_1(M_x)$ числ	Різниця, %	$M_{2,теор.}$	$M_2(M_y)$ числ	Різниця, %
П-1	0,505	0,41	23,17	0,505	0,47	7,44
П-2	0,505	0,44	14,77	0,505	0,45	12,2
П-3	0,505	0,48	5,2	0,505	0,42	20,24

На рис.2.13 наведено графічне зображення розподілу максимальних моментів в центральній частині окремих плитних ділянок.



M2 (My) в середині прольоту полок

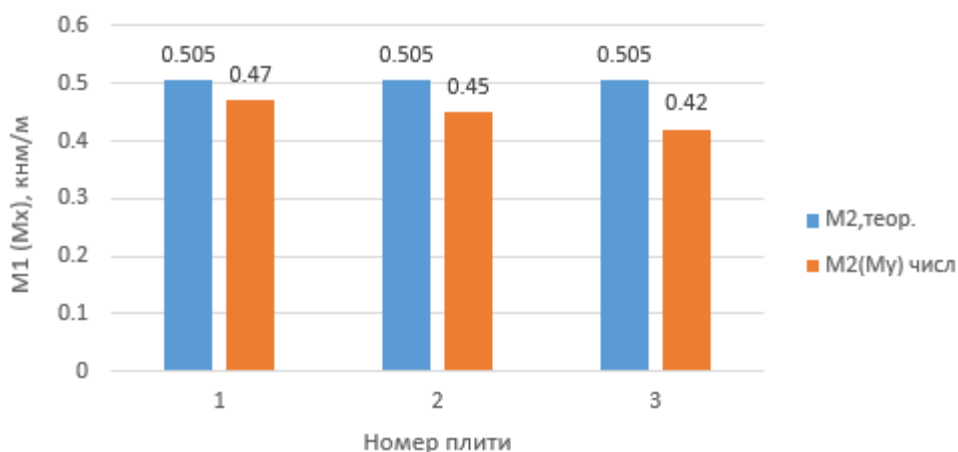


Рис.2.13 Моменти, що виникають в середині прольоту полок перекриття

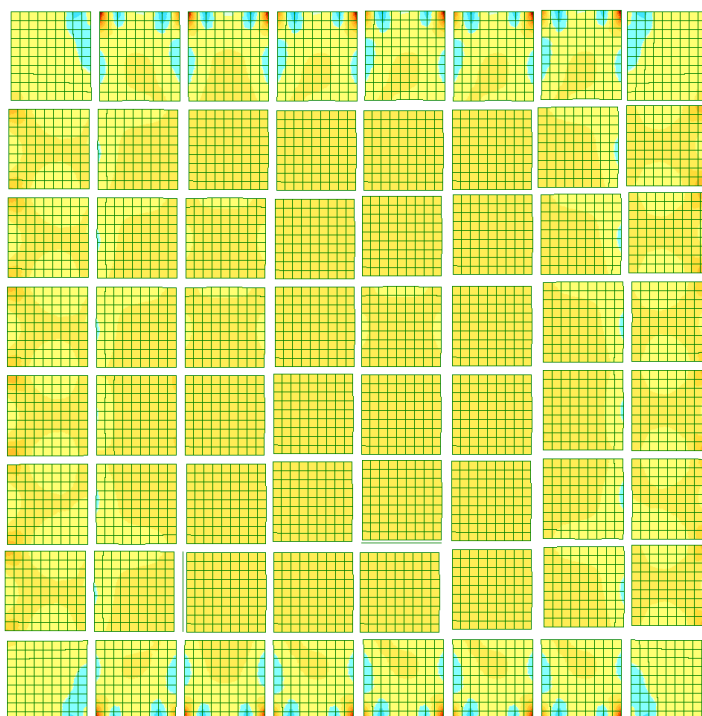
$M1(Mx)$ – момент, що діє на перетин, ортогональний осі $X1$. Додатній момент викликає розтягнення нижнього волокна (щодо осі $Z1$).

$M2(My)$ – момент, що діє на перетин, ортогональний осі $Y1$. Додатній момент викликає розтягнення нижнього волокна (щодо осі $Z1$).

Слід відмітити різниці від 5,2% до 23,17% у величинах моментів $M1(Mx)$ та від 7,44% до 20,24% $M2(My)$, що виникають при згині в середні прольоту полок.

На рис.2.14 наведено ізополя моментів згину по Mx та My відповідно.

а)



б)

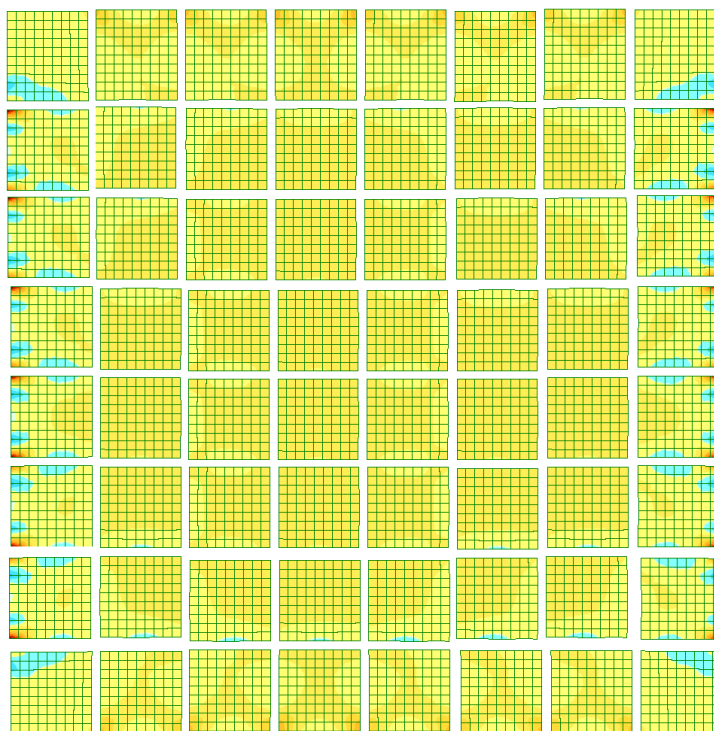


Рис. 2.14 Ізополі напружень, що виникають при вигині в середині прольоту
 полка (кНм/м): по M_x – а; по M_y – б

2.2.3.3 Напруження в ребрах перекриття

Ребра кесонного перекриття, як вже було сказано вище та наведено в [39,28], завдяки наявності в моделі жорстких вставок (жорстких тіл), які враховують ексцентричність осей ребра та серединної площини полки перебувають в складному напруженому стані, а саме – зазнають напружень розтягу та вигину одночасно, тобто має місце позацентрове розтягнення. Позацентровий розтяг характеризується додаванням деформацій від вигину та від поздовжніх сил.

Враховуючи принцип незалежності дії сил, сумарне напруження, що діє в перерізі позацентрово розтягнутого елемента, може бути визначено наступним чином [42]:

$$\sigma_z = \sigma_z(N) + \sigma_z(M_x) + \sigma_z(M_y) = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x,$$

В таблиці 2.3 для ребер кесонного перекриття (балок за рис.2.11) наведено величини вигинаючих максимальних прольотних моментів. Виконано їх порівняння.

Таблиця 2.3 Зусилля від вигину в ребрах плити

Номер балки	$M_{\text{теор.}}$ кН·м	$M_{\text{числ.}}$ кН·м	Різниця, %
Б-1 (l=1,5 м)	47,8	45,62	4,8
Б-2 (l=3,0 м)	87,03	71,81	21,19
Б-3 (l=4,0 м)	114,00	98,02	16,3
Б-3 (l=6,0 м)	122,6	108,12	13,4

На рис.2.15 показано, на скільки змінюються моменти вигину для ребристої частини плити.

Максимальні моменти M_{max} в ребрах плити

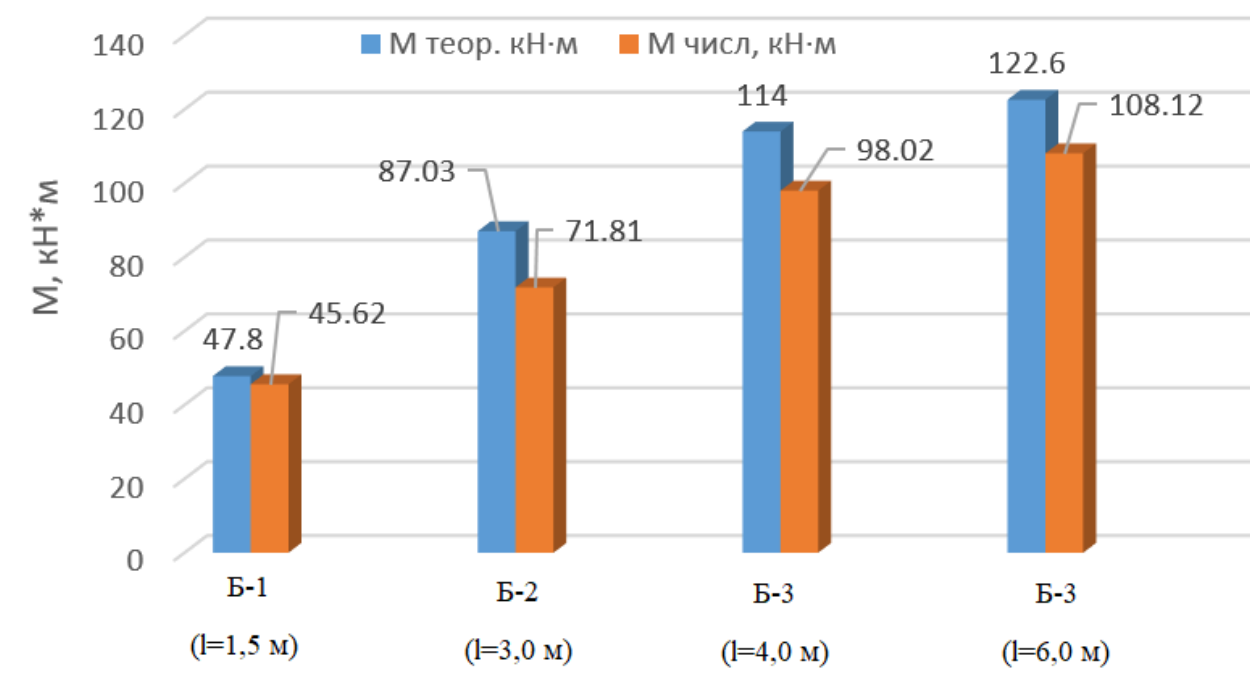


Рис.2.15

ВИСНОВКИ

Моделювання часторебристого перекриття стержньовими та плитними (оболонковими) елементами за схемою на рис. 2.6, а є коректним відображенням реальної конструкції.

Результати статичного розрахунку монолітного кесонного перекриття з використанням програмного комплексу ЛІРА САПР відрізняються від розрахунку за аналітичною методикою, коли розглядаються окремі плити, що обперті по контуру, та система балок, що перетинаються.

Різниця в плитних моментах сягає від **5,2** до **23,17%** за напрямком осі X та від **7,44** до **20,24%** за напрямком осі Y в приопірних зонах плит. Значення моментів за числовим розрахунком **зменшилися**. В ребрах теж в порівнянні з аналітичною методикою, числовий розрахунок показує деяке зменшення моментів вигину (від **4,8** до **21,2%**).

Побудова пластинчато-стержнєвої схеми із врахуванням реальної роботи балочних елементів (позацентровий розтяг) в системі «ЛИР-ВИЗОР» дозволяє розглядати плиту, що шарнірно спирається на стіни, в цілому з балками ребрами, тобто із врахуванням сумісної роботи плитної частини та ребра. В такому випадку **значення зусиль в плиті зменшуються**. Зведення та подальша експлуатація перекриттів, що розраховані за традиційною, «ручною» методикою, дозволяє вважати цю методику розрахунку достатньо надійною. Розходження з результатами автоматизованого розрахунку дозволяють припустити, що реальна робота монолітного кесонного перекриття все ж таки відрізняється від ідеальної автоматизованої розрахункової моделі . Оскільки статичний розрахунок було виконано в пружній постановці, то в наслідок складного характеру тріщиноутворення , а значить і перерозподілу жорсткостей елементів, зусилля в елементах теж перерозподіляться. Нелінійний розрахунок системи з урахуванням повзучості бетону надав би уточнені дані щодо реальної картини щодо напружено-деформованого стану.

Використання при виконанні розрахунку спрощених розрахункових схем, як правило, призводить до визначення завищених зусиль в конструктивних елементах.

2.2 Пункт «Розрахунково-конструктивний»

2.2.1 Збір навантажень на стрічкові фундаменти

Визначимо навантаження на стрічкові фундаменти під поздовжні стіни по осях «В» і «Г» цегляної двоповерхової будівлі народного суду, що зводиться до Конотопа.

Розглянута будівля відноситься до II класу за ступенем відповідальності, коефіцієнт надійності за призначенням $Y_p = 0,95$,

Критерієм жорсткості при збиранні навантажень на стрічкові фундаменти є відстань між поперечними стінами будівлі L_w . Будинок має жорстку конструктивну схему. Навантаження збираємо у двох варіантах: з коефіцієнтами надійності за навантаженням $Y_f = 1$, то потрібно в розрахунках підстав за деформаціями, а також з коефіцієнтами надійності по навантаженню $Y_f > 1$, що необхідно у розрахунках за несучою здатністю. Постійні навантаження на 1 м^2 перекриттів та покриття зведені в табл. 2.4.

Таблиця 2.4. Постійні навантаження на 1 м^2 перекриттів

Навантаження	Навантаження, кПа, для розрахунку по		Коефіцієнт надійності по наванта- женню, $Y_f > 1$
	деформа- ціям	несучої спромож- ності	
1	2	3	4
Від перекриття 1-го поверху (Д ₁) з паркетною підлогою - підлога паркетна, березова, без жилки, $t=20\text{мм}$; $\rho=800 \text{ кН/м}^3=8 \text{ кН/м}^3$ $0,02 \times 8 = 0,16 \text{ кН / м}^2$	0,16	0,18	1,1
- стяжка та гідроізоляція з литого бетону; $t=40\text{мм}$; $\rho=21 \text{ кН/м}^3$ $0,04 \times 21 = 0,84 \text{ кН / м}^2$	0,84	1,01	1,2
- тепло- та звукоізоляція із шлаку гранульованого; $t=20\text{мм}$; $\rho=800 \text{ кН/м}^3=8 \text{ кН/м}^3$	0,16	0,19	1,2
- Круглопустотна панель; $t=220\text{мм}$	3,0	3,30	1,1
Разом від Д₁	4,16	4,68	

Від перекриття 1-го поверху (Д ₂) із підлогою з мозаїчного бетону			
- бетонне мозаїчне покриття без рисунка; t=20мм; ρ=24 кН/м ³ 0,02 x24 = 0,48 кН / м ²	0,48	0,53	1,1
- стяжка із цементного розчину; t=20мм; ρ=18 кН/м ³ 0,02 x18 = 0,36 кН / м ²	0,36	0,43	1,2
- тепло- та звукоізоляція від шлаку гранульованого; t=40мм; ρ=8 кН/м ³ 0,04 x8 = 0,32 кН / м ²	0,32	0,38	1,2
- Круглопустотна панель; t=220мм	3,0	3,30	1,1
Разом від Д₂	4,16	4,64	
Від перекриття 1-го поверху (Д ₃) із підлогою з мозаїчного бетону			
- бетонне мозаїчне покриття без рисунка; t=20мм; ρ=24 кН/м ³	0,48	0,53	1,1
- стяжка із цементного розчину; t=20мм; ρ=18 кН/м ³	0,36	0,43	1,2
- тепло- та звукоізоляція від шлаку гранульованого; t=20мм; ρ=8 кН/м ³	0,16	0,19	1,2
- монолітне часторебристе кесонне перекриття; h=460мм; h _{пл} = 60 мм q _{пл} ^{норм} + q _{ребр} ^{норм} = 1,5 + 1,75 = 3,25 кН / м ²	3,25	3,58	1,1
Разом від Д₃	4,25	4,73	
Від перекриття 2-го поверху (Д ₄) з паркетною підлогою			
- підлога паркетна, березова, без жилок; t=20мм; ρ=8 кН/м ³	0,16	0,18	1,1
- стяжка та гідроізоляція з литого асфальтобетону; t=40мм; ρ=21 кг/м ³	0,84	1,01	1,2
- тепло- та звукоізоляція з плит деревинно-волокнистих; t=20мм; ρ=2 кН/м ³	0,04	0,05	1,2
- Круглопустотна панель; t=220мм	3,0	3,3	1,1
Разом від Д₄	4,04	4,54	

Від перекриття (Д ₅) з бетонною підлогою			
- бетонне мозаїчне покриття без рисунка; t=20мм; ρ=24 кН/м ³	0,48	0,53	1,1
- стяжка із цементного розчину; t=20мм; ρ=18 кН/м ³	0,36	0,43	1,2
- тепло- та звукоізоляція з плит деревино- волокнистих; t=40мм; ρ=2 кН/м ³	0,08	0,1	1,2
- Круглопустотна панель; t=220мм	3,0	3,3	1,1
Разом від Д₅	3,92	4,36	
Від перекриття (Д ₆) з паркетною підлогою			
- підлога паркетна березова без жилок; t=20мм; ρ=8 кН/м ³	0,16	0,18	1,1
- стяжка та гідроізоляція з литого асфальтобетону; t=40мм; ρ=21 кН/м ³	0,84	1,01	1,2
- тепло- та звукоізоляція з плит деревино- волокнистих; t=150мм; ρ=2 кН/м ³	0,3	0,36	1,2
- монолітне часторебристе кесонне перекриття	3,25	3,58	1,1
Разом від Д₆	4,55	5,13	
Від покриття (Д ₇) та (Д ₈):			
- руберойд, що наплавляється; t=25мм; ρ=6 кН/м ³	0,15	0,18	1,2
- покрівельний картон; t=15мм; ρ=10 кН/м ³	0,15	0,18	1,2
- утеплювач: плити мінераловатні, жорсткі; t=200мм; ρ=2 кН/м ³	0,4	0,48	1,2
- набетонка із пінобетону по ухилу; t=50мм; ρ=4 кН/м ³	0,2	0,24	1,2
- пароізоляція: 2 шари руберойду	0,1	0,12	1,2
Д ₇ - круглопустотна панель t=220 мм	3,0	3,30	1,1
Д ₈ – ребриста залізобетонна панель; t=100мм; ρ=25 кН/м ³	2,5	2,75	1,1
- власна вага армоцементних конструк- цій з пірамідальних елементів (приблизно)	1,65	1,82	1,1
Разом від Д₇	4,0	4,5	
Разом від Д₈	5,15	5,77	

Кладка зовнішніх стін – колодязева. Зовнішній шар, товщиною 0,12 м із керамічної цегли $\rho=18 \text{ кН/м}^3$, внутрішній шар, товщиною 0,25 м із цегли глиняної звичайної, $\rho=18 \text{ кН/м}^3$. Утеплювач товщиною 0,14 м – жорсткі мінераловатні плити, $\rho=3 \text{ кН/м}^3$. Для визначення ваги цегляних стін обчислюємо вагу окремих ділянок кладки стіни: внутрішньої по осі В: кл1; кл2; стіни по осі Г: кл1; кл2; кл3; кл4; кл5; кл6; кл7; кл8.

При цьому навантаження для ділянок кл4 і кл6 на рівні вікон визначається з використанням коефіцієнта прорізу η , який є відношенням площі поперечного перерізу кладки з урахуванням прорізів до площі поперечного перерізу глухої кладки на довжині 1,42 м:

$$\eta = 1,420 \times 0,51 - 0,51 [(0,910 + 0,910) \times 0,38 + (0,78 + 0,78) \times 0,13] / 1,420 \times 0,51 = 0,37$$

Навантаження від ваги ділянок кладки на довжині 1 м стіни наведено у табл.2.5.

Таблиця 2.5. Навантаження від ваги ділянок кладки на довжині 1 м стіни

Стіна	Ділянка кладки та обчислення навантаження	Навантаження, кПа, для розрахунку по		$\gamma_f > 1$
		деформаціям	несучої спроможності	
Внутрішня по осі В	Кладка стіни підвалу з бетонних блоків до планувальної позначки (кл1) $0,4 \times 1, 6 \times 24 = 15,4 \text{ кН / м}$	15,4	16,9	1,1
	Кладка від відм. 0,35 м до відм.6.300 м (кл2) $0,38 \times 6, 65 \times 18 = 45,49 \text{ кН / м}$	45,49	50,04	1,1
Внутрішня по осі В	Кладка стіни підвалу з бетонних блоків до планувальної позначки (кл1) $0,4 \times 1, 6 \times 24 = 15,4 \text{ кН/м}$	15,4	16,9	1,1
	Кладка від відм. 0,35 м до відм.6.300 м (кл2) $0,38 \times 6, 65 \times 18 = 45,49 \text{ кН / м}$	45,49	50,04	1,1
	Кладка від відм. 6.300 м до відм.7.575 м (кл3) $(0,37 \times 18 + 0, 14 \times 3) \times 1, 275 = 9,03 \text{ кН/м}$	9,03	9,93	1,1

Кладка між вікнами (кл5) (0,37 x18 +0, 14x3) x1, 39 = 0,84 кН/м	9,84	10,82	1,1
Кладка від відм. 12,385 м до отм.12.900 м (кл7) (0,37 x18 +0, 14x3) x0, 515 = 3,65 кН/м	3,65	4,02	1,1
Кладка вище відм. 12.900 м (кл8) 0,38 x2, 475x18 = 16,93 кН/м	16,93	18,62	1,1
Кладка лише на рівні вікна 1 (кл4) з урахуванням $\eta=0,37$ 0,51x2,81x0,37x18	9,54	10,49	1,1
Кладка на рівні вікна 2 (клб) з урахуванням $\eta=0,37$ 0,51x0,61x0,37x18	2,07	2,28	1,1

Тимчасові навантаження на 1 м^2 перекриттів та покриття, згідно з [5] враховуються у різному об'ємі залежно від виду розрахунку.

Корисне навантаження на міжповерхові перекриття ПН2 у розрахунках за деформаціями ([5]) вважається тривалим і приймається: 2,0 кПа. У розрахунках за несучою здатністю, з урахуванням $\gamma_f = 1,2$; ПН становить $2,0 \times 1,2 = 2,4$ кПа.

Характеристичне снігове навантаження на 1 м^2 покриття для міста Конотоп, становить 1,67 кПа [5], і враховується в повному обсязі в розрахунках за деформаціями та за несучою здатністю: Значення СН1 у розрахунках за деформаціями: 1,67 кПа; у розрахунках з несучої можливості: $1,67 \times 1,14 = 1,9$ кПа.

При визначенні поздовжніх зусиль для розрахунку фундаментів ([5]), що сприймають навантаження від двох і більше перекриттів (п), вводиться коефіцієнт зниження корисних навантажень ПН2 (у розрахунках за несучою здатністю):

$$\Psi_{\text{П}2} = 0,5 + (\Psi_{\text{А}2} - 0,5) / \sqrt{p'} = 0,5 + (1 - 0,5) / \sqrt{2} = 0,85; \Psi_{\text{А}2} = 1$$

Вага цегляних перегородок П1, завтовшки 120 мм, $\rho = 18\text{ кН/м}^3$ (на двох поверхах) у розрахунках з деформації становить: $0,12 \times 18 \times 2 = 4,32\text{ кН/м}^2$; у розрахунках по несучої можливості: $4,32 \times 1,1 = 4,75\text{ кН/м}^2$.

Для стрічкового фундаменту навантаження визначається на 1 погонний метр довжини.

Навантаження F_1^I ; F_2^I , що визначається для розрахунку за I граничним станом (за несучою здатністю), обчислюємо з $\gamma_f > 1$. А навантаження F_1^I ; F_2^I , що визначається для розрахунку за II граничним станом (за деформаціями), обчислюється з $Y_f > 1$.

Повне навантаження F_1 на 1 м фундаменту внутрішньої стіни по осі зв'язується з вантажної площі

$$A = A_1 + A_2 = (2,73 + 1,975) \times 1 = 4,705 \text{ м}^2$$

$$A_1 = 1 \times 2,73 = 2,73 \text{ м}^2$$

$$A_2 = 1, \times 1,975 = 1,975 \text{ м}^2$$

Для F_2 : $A' = A_2 + A_3 = (1,975 + 5,84) \times 1 = 7,815 \text{ м}^2$ (до відмітки 6,300 м), вище відмітки 6,300 м:

$$A_3 = 1 \times 5,84 = 5,84 \text{ м}^2$$

Вертикальне навантаження по довжині на рівні планувальної позначки на фундамент внутрішньої стіни по осі для розрахунків за деформаціями становить:

$$\begin{aligned} F_1^{II} &= (D_1 + D_4) \times 2,73 + (D_2 + D_5) \times 1,975 + (D_7 + CH1 + 2ПН2 + П1) \times 4,705 + \text{кл}1 + \text{кл}2 = \\ &= (4,16 + 4,04) \times 2,73 + (4,16 + 3,92) \times 1,975 + (4,0 + 0,5 + 2 \times 1,4 + 4,32) \times 4,705 + \\ &+ 15,4 + 45,49 = 154 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

$$M_1 = 1,5 \text{ кНм}$$

Вертикальне навантаження по довжині на рівні планувальної позначки на фундамент стіни по осі Г для розрахунків за деформаціями складає:

$$\begin{aligned} F_2^{II} &= (D_2 + D_5) \times 1,975 + (D_3 + D_6) \times 5,84 + (D_7 + CH1) \times 1,975 + 2ПН2 \times 7,815 + П1 \times \\ &\times 7,815 + (D_8 + CH1) \times 5,84 + \text{кл}1 + \text{кл}2 + \text{кл}3 + \text{кл}4 + \text{кл}5 + \text{кл}6 + \text{кл}7 + \text{кл}8 = \\ &= (4,16 + 3,92) \times 1,975 + (4,25 + 4,55) \times 5,84 + (4,0 + 0,5) \times 1,975 + 2 \times 1,4 \times 7,815 + \\ &+ 4,32 \times 7,815 + (5,15 + 0,5) \times 5,84 + 15,4 + 45,49 + 9,03 + 0,54 + 9,84 + 2,07 + 3,65 + \\ &+ 16,93 = 277 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

$$M_2 = 6,5 \text{ кНм}$$

2.2.2 Проектування стрічкового фундаменту по осі В в осях 6-9

Розрахункові навантаження: $F_1^{\text{II}} = 154 \text{ кН/м}$; $M_1 = 1,5 \text{ кНм}$

1) Вибір глибини закладення фундаменту

Вибір глибини закладення фундаментів залежить від геологічних та гідрогеологічних умов, конструктивних особливостей проекрованої будівлі, наявності підвалу, глибини сезонного промерзання ґрунтів та їхньої міцності.

При визначенні глибини закладення фундаменту за кліматичними умовами враховуємо нормативну глибину промерзання ґрунтів: $d_{\text{гр}} = 0,9 \text{ м}$ ([46]) та коефіцієнт теплового режиму будівлі $k_h = 0,6$ при $t = 10^\circ\text{C}$, [46], для визначення розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту d_f :

$$d_f = k_h d_{\text{гр}} = 0,6 \times 0,9 = 0,54 \text{ м}$$

Відповідно до [46] глибина закладення фундаментів опалюваних споруд за умовами недопущення морозного пучення ґрунтів підстави призначається незалежно від розрахункової глибини промерзання ґрунтів – для внутрішніх фундаментів.

За конструктивними вимогами, у зв'язку з тим, що в будівлі є підвал, мінімальна глибина закладення фундаментів встановлюється на 0,5–0,7 м нижче за підлогу підвалу.

З урахуванням конструктивних особливостей будівлі; з урахуванням застосування збірних стрічкових фундаментів з висотою фундаментних плит 0,3 м та висотою стінових блоків 0,58 м позначку низу подошви фундаменту приймаємо, як і в проекті, а саме: на 3,99 м нижче за відмітку чистої підлоги першого поверху, якій відповідає абсолютна позначка, що дорівнює 113,0 м. Тоді глибина закладення фундаменту від планувальної позначки становить 2,39 м.

2) Визначення розмірів подошви фундаменту

Розміри подошви позацентрово-навантаженого фундаменту визначаємо з умов:

$$P_{\text{max}} \leq 1,2 R \quad (2.1)$$

$$P_{\min} > 0 \quad (2.2)$$

$$P \leq R \quad (2.3),$$

де P_{\max} – максимальний крайовий тиск під подошвою фундаменту, кПа

P_{\min} – мінімальний крайовий тиск під подошвою фундаменту, кПа

P – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа

R – розрахунковий опір ґрунту, кПа.

Крайові тиски визначаються за формулою:

$$P_{\max, \min} = N / b_1 + d\gamma_{cp} \pm 6M / b^2 \quad (2.4)$$

$$\text{Середній тиск } P = N / b_1 + d\gamma_{cp} \quad (2.5)$$

Для стрічкового фундаменту навантаження задається на 1 м довжини стіни, отже при $L = 1$ м формули (3.4) та (3.5) набувають наступного вигляду:

$$P_{\max} = N / b + d\gamma_{cp} + 6M / b^2 \quad (2.6)$$

$$P = N / b + d\gamma_{cp} \quad (2.7)$$

де: N ; M – задані навантаження

b – потрібна ширина фундаменту

γ_{cp} – середня питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах від зворотного засипання

$$\gamma_{cp} = \beta\gamma_{зб} = 0,8 \times 25 = 20 \text{ кН/м}^3$$

d – глибина закладення фундаменту від підлоги підвалу (для внутрішніх фундаментів); $d = 1,44$ м

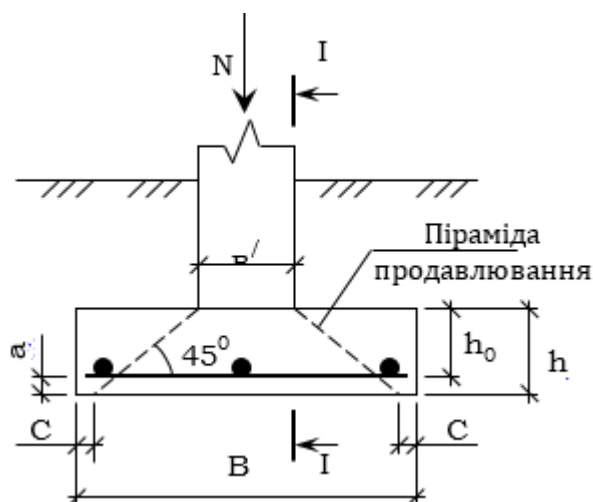


Рис. 2.16 Схема для розрахунку конструкції центрально навантаженого фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту визначаємо за [46]:

$$R = Y_{c1} Y_{c2} / k [M_Y k_z v Y_{11} + M_q d_1 Y'_{11} + (M_q - 1) d_b + Y'_{11} + M_c C_{11}];$$

де: $Y_{c1} Y_{c2}$ – коефіцієнти умов роботи, що приймаються [46]

$$Y_{c1} = 1,25; Y_{c2} = 1,05$$

k – коефіцієнт надійності вихідних даних; $k = 1,1$

$M_Y; M_q; M_c$ – Коефіцієнти, приймаємо по табл. [46]: при $b < 10$ м – $k_z = 1$

b – ширина подошви фундаменту

Y_{11} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту.

За наявності підземних вод визначаємо з урахуванням зважувальної дії води:

$$\gamma_{sw} = Y_s - Y_w / L + 1 = 27 - 10 / 0,76 + 1 = 9,66 \text{ кН/ м}^3$$

$$\gamma_{11} = Y_{sw} = 9,66 \text{ кН/ м}^3$$

γ'_{11} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту

$$\gamma'_{11} = \gamma = 18,6 \text{ кН/ м}^3$$

C_{11} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту; $C_{11} = 16$ кПа

d_1 – наведена глибина закладення внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, [46]:

$$d_1 = h_s + h_{cf} Y_{cf} / Y'_{11} \quad (3.7)$$

де: h_s – товщина шару ґрунту вище подошви фундаменту з боку підвалу, м

$$h_s = 1,29 \text{ м}$$

h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м

$$h_{cf} = 0,15 \text{ м}$$

Y_{cf} – питома вага конструкції підлоги підвалу;

$$Y_{cf} = 22 \text{ кН/ м}^3$$

$$d_1 = 1,29 + 0,15 \times 22 / 18,6 = 1,47 \text{ м}$$

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м при ширині підвалу $B > 20$ м – $d_b = 0$

$$P_{\max}=154/ b+1,44 \times 20+ (6 \times 1,5/ b^2)= 154/ b+28,8+ d/ b^2$$

$$P= 154/ b+1,44 \times 20=154/ b+28,8$$

$$R=1,25 \times 1,05/ 1,1 [0,56 \times 1 \times b \times 9,66+3,24 \times 1,47 \times 18,6+5,84 \times 16]=$$

$$=1,193 [5,410 \cdot b+182,028]$$

Ширину підосви фундаменту визначаємо графоаналітичні методи з одночасним заповненням табл.3.4.

Таблиця 2.6. До визначення ширини підосви фундаменту

Вид напруги	Ширина фундаменту, в, м								
	0	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0	2,4
P, кПа	∞	285,467	221,3	182,8	157,133	138,8	125,05	105,8	92,967
P _{max} , кПа	∞	310,467	235,363	191,8	163,383	143,392	128,566	108,05	94,529
R, кПа	217,159				224,904				232,649
1,2R, кПа	260,591				269,885				279,179

Ширину фундаменту визначаємо:

Приймаємо = 0,8 м

$$P_{\max}=235,363 \text{ кПа} < 1,2R=266,787 \text{ кПа на } 11,8\%$$

$$P=221,3 \text{ кПа} < R=222,323 \text{ кПа на } 0,46\%$$

$$P_{\min}=207,238 \text{ кПа} > 0$$

3) Розрахунок осідання основи

Розрахунок осадки основи виконуємо методом пошарового підсумовування, оскільки $E=12 \text{ МПа} < E=100 \text{ МПа}$; $b=0,8 \text{ м} < b=10 \text{ м}$

Осадка визначається:

$$S=\beta \sum_{i=1}^n (\delta_{zpi} h_i / E_i), \text{ м}$$

де: β – безрозмірний коефіцієнт, рівний 0,8

δ_{zpi} – середнє значення додаткового вертикального нормального напруження в i – тому шарі ґрунту.

h_i, E_i – відповідно товщина та модуль деформації i – того шару ґрунту

n – кількість шарів, на які розбита товща основи, що стискається.

Визначаємо величину побутового (природного) тиску ґрунтів на межах усіх природних напластунків ґрунту, на рівні підшви фундаменту та ґрунтових вод, точки 1–4.

-на підшві рослинного шару (точка 1)

$$\delta_{zq, 1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 15 \times 0,3 = 4,5 \text{ кПа}$$

на рівні підшви фундаменту (точка 2)

$$\delta_{zq, 2} = \delta_{zq, 1} + \gamma_2 d = 4,5 + 18,6 \times 2,39 = 49 \text{ кПа}$$

на рівні ґрунтових вод (точка 3)

$$\delta_{zq, 3} = \delta_{zq, 2} + \gamma_3 h_3 = 49 + 18,6 \times 3,16 = 107,8 \text{ кПа}$$

на нижній межі суглинку (точка 4).

При цьому враховуючи, що точка 4 знаходиться нижче за рівень ґрунтових вод, при визначенні побутового тиску врахуємо зважуючу дію води:

$$\delta_{zq, 4} = \delta_{zq, 3} + \gamma_{sw} h_4 = 107,8 + 9,66 \times 3,85 = 145 \text{ кПа}$$

$$\gamma_{sw} = \gamma_s - \gamma_w / (1 + e) = 27 - 10 / (1 + 0,76) = 9,66 \text{ кН/ м}^3$$

За результатами розрахунків будемо епюру побутових тисків рівня природного рельєфу ґрунту.

ґрунтову товщину нижче підшви фундаменту розбиваємо на умовні шари з однаковою потужністю, що дорівнює:

$$h = 0,4 \text{ м} \quad b = 0,4 \times 0,8 = 0,32 \text{ м} \quad (b = 0,8 \text{ м} - \text{ширина підшви фундаменту}).$$

Додатковий тиск під підшвою фундаменту визначаємо за формулою [46]

$$\delta_{zp} = \alpha \rho_0 = \alpha (P - \delta_{zq, 2}) = \alpha (221,3 - 49) = \alpha \times 172,3; \text{ кПа}$$

де: δ_{zp} – додатковий тиск у ґрунті на глибині Z від підшви фундаменту, кПа

P – середній тиск під підшвою фундаменту, кПа

$\delta_{zq, 2}$ – побутовий тиск на рівні підшви фундаменту, кПа

α – коефіцієнт, який приймається за [46]

Результати розрахунку зводим в табл.2.7.

Таблиця 2.7 Розрахунок додаткового тиску

Глибина від підосви фундаменту, Z, м	$\xi = 2Z / b$	Розмір α для глибини Z	P_0 , кПа	Додатковий тиск, δ_{zp} , кПа	
				на межах шарів δ_{zpi}	середнє, в межах одного шару δ_{zpi}
0	0	1,000	172,3	172,3	
0,32	0,8	0,881		151,8	162,1
0,64	1,6	0,642		110,6	131,2
0,96	2,4	0,477		82,2	96,4
1,28	3,2	0,374		64,4	73,3
1,6	4,0	0,306		52,72	58,6
1,92	4,8	0,258		44,5	48,6
2,24	5,6	0,223		38,4	41,5
2,56	6,4	0,196		33,8	36,1
2,88	7,2	0,175		30,2	32,0
3,2	8,0	0,158		27,2	28,7
3,52	8,8	0,143		24,6	25,9
3,84	9,6	0,132		22,7	23,6
4,16	10,4	0,122		21,0	21,9
4,48	11,2	0,113		19,5	20,3

Отримані значення додаткових тисків відкладаємо праворуч осі фундаменту і будуємо епюру додаткових тисків у тому масштабі, як і епюра побутових тисків.

Нижня межа товщини ґрунту, що стискається, під фундаментом знаходиться на глибині, де дотримується умова: $\delta_{zp} = \delta_{zq} \times 0,2$.

В даному випадку ця умова дотримується в тринадцятому умовному шарі від підосви фундаменту. Потужність товщини ґрунту, що стискається. $H_c = 4,05$ м.

Сумарна осадка основи в межах товщини, що стискається, визначається як сума осад окремих шарів ґрунту:

$$S = 0,8 \times 0,32 / 12000 (162,1 + 131,2 + 96,4 + 73,3 + 58,6 + 48,6 + 41,5 + 36,1 + 32 +$$

$$+28,7+25,9+23,6+21,9)=0,017 \text{ м}=1,7 \text{ см} < S_{\text{п}}=10 \text{ см},$$

де: $S_{\text{п}}=10 \text{ см}$ – гранично допустимий осад для багатоповерхової цегляної будівлі [46].

2.2.3 Проектування стрічкового фундаменту по осі Г в осях 6-9

Розрахункові навантаження: $F_2^{\text{II}}=277 \text{ кН/м}$; $M_2=6,5 \text{ кНм}$

1) Вибір глибини закладання фундаменту.

Оскільки даний фундамент розташований під внутрішніми стінами, то глибина його закладання визначається в основному конструктивними вимогами, викладеними під час розрахунку фундаменту по осі.

Приймаємо глибину закладання фундаменту від планувальної позначки: $d=2,39 \text{ м}$.

2) Визначення розмірів підшви фундаменту.

Розміри підшви позацентрово-навантаженого фундаменту визначаємо за умов:

$$P_{\text{max}} \leq 1,2R; P_{\text{min}} > 0; P \leq R$$

де: P_{max} ; P_{min} – відповідно максимальний та мінімальний крайовий тиск, кПа

P – середній тиск, кПа

R – розрахунковий опір ґрунту, кПа

$$P_{\text{max}} = N/b + dY_{\text{cp}} + (6M/b^2); P = N/b + dY_{\text{cp}}$$

$$R = Y_{c1} Y_{c2} / k [M_Y k_z b Y_{\text{II}} + M_q d_1 Y'_{\text{II}} + (M_q - 1) d_b + Y'_{\text{II}} + M_c C_{\text{II}}]$$

$$Y_{c1} = 1,25; Y_{c2} = 1,05; k = 1,1; M_Y = 0,56; M_q = 3,24; M_c = 5,84$$

$$k_z = 1; Y_{\text{II}} = 0,66 \text{ кН/м}^3; Y'_{\text{II}} = 18,6 \text{ кН/м}^3; C_{\text{II}} = 16 \text{ кПа}; d_1 = 1,47 \text{ м}; d_b = 0$$

$$P_{\text{max}} = 277/b + 1,44 \times 20 + (6 \times 6,5/b^2) = 277/b + 28,8 + 39/b^2;$$

$$P = 277/b + 28,8$$

$$R = 1,25 \times 1,05 / 1,1 [0,56 \times 1 \times 1 \times 9,66 + 3,24 \times 1,47 \times 18,6 + 5,84 \times 16] =$$

$$= 1,193 [5,410b + 182,028]$$

Ширину підосви фундаменту визначаємо графоаналітичним методом із одночасним заповненням табл.3.6.

Таблиця 2.8.

Вид Напруження	Ширина фундаменту, в, м								
	0	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0	2,4
P, кПа	∞	490,467	375,05	305,8	259,633	226,657	201,925	167,3	144,217
P _{max} , кПа	∞	598,8	435,988	344,8	286,717	246,555	217,159	177,05	150,988
R, кПа	217,159				224,904				232,649
1,2R, кПа	260,591				269,885				279,179

Ширина фундаменту:

Приймаємо $b=1,4$ м

$P_{\max}=246,555\text{кПа} < 1,2R=271,434$ на 0,2%

$P=226,657$ кПа $< R=226,895$ кПа на 0,2%

$P_{\min}=206,759 > 0$

3) Розрахунок осадки основи.

Епюра побутових тисків для фундаменту осі «Г» така ж, як і для фундаменту осі В:

Грунтову товщу нижче підосви фундаменту розбиваємо на умовні шари, потужністю: $h=0,4b=0,4 \times 1,4=0,56$ м.

Додатковий тиск під підосвою фундаменту:

$\delta_{zp}=\alpha p_0=\alpha (P-\delta z q_{, 2})=\delta(226,657-49)=\delta \times 177,7$; кПа

Результати розрахунку зводимо у табл. 2.9.

Таблиця 2.9 Розрахунок додаткового тиску

Глибина від підшви фундаменту, Z , м	$\xi = 2Z / b$	Розмір α для глибини Z	P_0 , кПа	Додатковий тиск, δz_p , кПа	
				на межах шарів $\delta z_{p,i}$	середнє, в межах одного шару $\delta z_{p,i}$
0	0	1,000	177,7	177,7	
0,56	0,8	0,881		156,6	167,2
1,12	1,6	0,642		114,1	135,3
1,68	2,4	0,477		84,8	99,5
2,24	3,2	0,374		66,5	75,7
2,8	4,0	0,306		54,4	60,5
3,36	4,8	0,258		45,8	50,1
3,92	5,6	0,223		39,6	42,7
4,48	6,4	0,196		34,8	37,2
5,04	7,2	0,175		31,1	33,0
5,6	8,0	0,158		28,1	29,6
6,16	8,8	0,143		25,4	26,8

Схема для розрахунку осідання представлена на рис. 2.17.

РОЗДІЛ 3.
ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Будівельний майданчик, що виділено під забудову, розташований по вул. Клубній. Майданчик розташований у першому будівельно-кліматичному районі згідно з [4]. Приймаємо:

- розрахункову температуру $+25^{\circ}\text{C}$ влітку та $- 30^{\circ}\text{C}$ взимку;
- сніговий покрив – 1670 Па.

Ділянка під забудову розташована на основі з міцного ґрунту під невеликим ухилом в 4– 10% . Перепад відміток невеликий.

Ґрунтові умови ділянки характеризується наступними даними:

- глибина промерзання ґрунту – 1,2 м;
- рівень ґрунтових вод – на глибині 6,0 м.

Можливості місцевої інфраструктури та матеріально-технічної бази відповідають забезпеченню втілення об'ємно-планувального вирішення будівлі в життя.

При зведенні будівлі застосовано як місцеві, так й завезені матеріали, деталі, конструкції.

До місця будівництва проведено дорогу, тому є можливість використовувати всі види автотранспорту й машини та обладнання місцевих будівельних організацій. Будівельний майданчик забезпечується електроенергією, водопостачанням, водовідведенням завдяки міським мережам. Місцеві робітничі кадри задіяні в будівельному процесі. Доправлення робочих здійснюється комунальним транспортом.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти на влаштування цегляної кладки

3.2.1 Область застосування техкарти

Техкарту розроблену на виконання кладку зовнішніх та внутрішніх стін із цегли.

Техкарта складається з робіт :

- розвантаження матеріалів;
- подавання цегли й розчину до робочого місця;
- зведення риштувань;
- зведення стін стін;
- влаштування козирків;
- завантажування матеріалів.

Роботи виконують влітку. Процес йде в 2 зміни. Ведучий механізм – гусеничний кран СКГ – 25.

Зведення будівлі, здійснюється потоковим методом. Виконує процеси бригада робітників постійного складу. Бригада оснащена потрібним набором інструментів. В процесі зведення стін задіяні необхідні будівельні машини, Однотипні роботи суміщені в часі на різних захватках, й ділянках.

При зведенні об'єкта потоковим методом необхідно менше часу аніж з використанням послідовного методу. При цьому також задіяна менша кількість При поточковому методі споживання однорідних матеріально-технічних ресурсів є рівномірним. Рівномірно завантажено спеціалізований транспорт при тому, що бригади робітників виконують одні й ті ж роботи.

Потоковий метод рекомендовано застосовувати при виконанні простих та комплексних процесів. Комплексний процес зі зведення коробки будівлі треба розділити на процеси, що є більш простими. Реалізація простих процесів здійснюється за певним ритмом роботи ланок.

Як провідний процес прийнято кладку цегляних стін. Здійснення кладки обумовлює ритм робіт, що є супутніми та допоміжними. Допоміжні роботи – це роботи із влаштування й перестановки риштувань, подача матеріалів.

Кам'яна кладка згідно із [3] виконується з влаштуванням утеплювача в вигляді мінераловатних жорстких плит. Товщина зовнішніх стін прийнята 510 мм, товщина внутрішніх стін – 380 мм, товщина перегородок – 120 мм.

Конструкція зовнішньої стіни представляє собою багат шаровий конструктив: товщина зовнішньої версти 120 мм; товщина внутрішньої версти – 250 мм. В прошарку розміром 140 мм розміщується утеплювач.

Введення до кладки утеплювача значно економить витрати цегли та розчину, дозволяє знизити вагу стіни та покращити її теплотехнічні властивості.

3.2.2. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт

При облицюванні кладка виконується з пустим швом. Кладку виконують з армуванням на рівні точкових рядів – через кожні 5 точкових рядів. На основі Відомості обсягів робіт складаємо Калькуляція трудових витрат складається на базі Відомості обсягів робіт (табл. 3.1.).

Таблиця 3.1 Відомість об'ємів робіт

№ з/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Зовнішні стіни з утеплювачем під розшивку, середньої складності; t=510 мм	м ³	182,5
2.	Внутрішні несучі стіни, t=380 мм	м ³	188,8
3.	Перегородки цегляні, t=120 мм (з прорізами)	100 м ²	4,18
4.	Утеплювач – плити мінераловатні, жорсткі, t=140 мм	м ³	67,2
5.	Улаштування, перестановка та розбирання інвентарних і неінвентарних риштувань	10 м ³ кладки	42,2
6.	Розвантаження цегли з автомашин	т	759,6
7.	Подача цегли краном в піддонах (до 400 шт.)	тис. шт.	168,8
8.	Подача розчину в бункері, ємністю 0,75 м ³	м ³	105,5

3.2.3 Необхідні матеріально-технічні ресурси

При здійсненні кам'яних робіт розрахунок складу бригади відбувається згідно технології виконання робіт, яка прийнята. Також враховано продуктивність крана при підніманні матеріалів: цегли й цементно-піщаного розчину до робочого місця.

Продуктивність крана при здійсненні кам'яних робіт обчислюється за формулою:

$$P_{\text{см}}^{\text{експ}} = t_{\text{зм}} / t_{\text{уср}}^{\text{цикл, цикл}},$$

де: $t_{\text{зм}}$ – тривалість зміни;

$t_{\text{уср}}^{\text{цикл}}$ – тривалість циклу, що приймається усереднено.

Тривалість циклу, що приймається усереднено, визначається згідно із технологією виконання робіт. Враховано також потреба в матеріалах на 1 м³ цегляної кладки: 400 одиниць цегли й 0,25 м³ розчину.

Час одного циклу піднімання цегли на висоту становить 12 м – 15 хвилин. Тривалість в часі одного циклу піднімання ящика розчину – 12 хвилин. Ємність ящика 0,25 м³. Із зростанням середньої висоти піднімання тривалість на кожні 10 м підвищується на 1 хв. Під час розвантаження цементного-піщаного розчину із однієї ємності відразу до декількох локацій, протяжність циклу в часі збільшується на 1 хвилину на кожній локації розвантаження.

Розраховуємо продуктивність крана при подаванні цегли, викладеної на піддоні за допомогою крана на піддоні, й розчинного бункера, ємністю 0,75 м³. Кількість цегли на піддоні становить 400 штук.

Середня величина висота підйому:

$$h_{\text{ср}} = 15,4 / 2 = 7,7 \text{ м, приймаємо } h_{\text{ср}} = 7 \text{ м.}$$

При ємності розчинного бункера 0,7 м³ на один підйом цегли (400 штук) потрібно приблизно 0,3 підйому розчину.

Зважаючи, що один бункер вантажить три ящики, тривалість одного циклу, яку приймаємо усередненою становить:

$$t_{\text{уср}}^{\text{цикл}} = 1 \times 14,5 + 0,3 \times 14,5 / 1,3 = 15 \text{ хвил.},$$

$$P = t_{\text{см}} / t_{\text{уср}}^{\text{цикл}} = 8 \times 60 / 15 = 32 \text{ цикли.}$$

тоді при виробітку крану 11 м^3 за зміну склад частини бригади, яка виконує кам'яні роботи, становить:

$$11 / 1,6 = 7 \text{ осіб.}$$

Крім того, до складу бригади необхідно включати такелажників, що працюють на прийманні та стропуванні матеріалів в місцях приймання матеріалів, а також теслярів-слюсарів, що здійснюють роботи із влаштування й розбирання підмостків. Роботи з підмостками виконують, як правило, в третю зміну. Склад такелажників й теслярів-слюсарів приймають за трудомісткістю та термінами виконання робіт.

За основу прийнято 22 циклу підймання цегли та 10 циклів підймання розчину.

Склад бригади за її кількістю приймається за умовою забезпечення бригади матеріалами для норми виробітку за зміну. Так, при кладці зовнішніх стін з утеплювачем має місце норма виробітку:

$$N_{\text{вир.}} = 8 / 4,8 = 1,6 \text{ м}^3$$

3.2.4 Вказівки до виконання робіт

Роботи із зведення кам'яних стін здійснюються за поточно-роздільним методом виконання робіт. Прийнято систему із двох захваток. Таким чином будівля розбивається на дві захватки. Графік виконання робіт розроблено на зведення одного поверху будівлі (1 – го поверху).

На кожній захватці об'єм робіт є приблизно однаковим. За цієї умови всі робочі, що задіяні на першій захватці, будуть повною мірою задіяні на 2 – й захватці. Муляр може виконувати кладку без решетувань висотою до 1,2 м. При більшій висоті продуктивність значно знижується. Поверх розділяють умовно на яруси. Як правило, приймають три яруси на поверх. При потоково-роздільному методі кожна ланка мулярів виконує роботи із влаштування цегляної кладки на ділянці, що їй відведено. Зважаючи на складність кладки прийнято ланки -«трійки». Для кожної «трійки» виділяється ділянка. Розмір цієї ділянки забезпечує умови для нормального виконання процесу впродовж зміни.

Довжину ділянки L визначимо із такої умови: ланка за зміну виконує кладку стіни по всій її довжині на висоту ярусу – 1,2 м:

$$L = N \cdot C \cdot Y / b \cdot h \cdot N_{\text{час}}, \text{ формула (VI.5), [13],}$$

де: N – кількість робітників у ланці; $N = 3$ чол.,

C – тривалість робочої зміни; $C = 8$ год.

Y – коефіцієнт виконання норм виробітку; $Y = 1,1$,

b – ширина цегляної стіни; $b = 380$ мм,

h – висота ярусу = 1,2 м,

$N_{\text{час}}$ – норма часу на 1 м^3 кладки

На кожній захватці виокремлюють по 4 ділянки. На цих ділянках працюють ланки «трійки». При цьому муляр 5 розряду й один з каменярів 3 розряду виконують кладку зовнішньої та внутрішньої верст, а інший муляр 3 розряду подає та розрівнює розчин, виконує розкладання цегли. Влаштування утеплювача виконує спеціальна ланка робочих.

Від раціональної організації місця роботи ланки каменярів залежить Продуктивність праці ланки з каменярів залежить від правильної організації їх робочого місця. Насамперед, всі матеріали (цегла, матеріали для облицювання, розчин) повинні бути розташовані на робочому місці таким чином, щоб мулярі не здійснювали зайві та нераціональні рухи. Робота повинна виконуватися з найменшими витратами зусиль. Робоче місце включає три зони: робочу, зону складування матеріалів, допоміжну зону.

Робоча зона становить 0,6–0,7 м між кладкою і матеріалами. В ній працюють муляри. Зона, в якій складуються матеріали (піддони з цеглою та ящики з розчином) являю собою смугу шириною 1,3–1,5 м. В цій зоні розташування стінових матеріалів чередують з пакетами утеплювача.

Допоміжною зоною є зона для проходу робітників. Ширина її складає – 0,5–0,6 м. Загальна ширина робочого місця муляра становить 2,4–2,8 м.

До майданчика, що слугує відкритим складом, цеглу на піддонах пакетами транспортують бортовими машинами. Вантажопід'ємність машин становить 8–12 т. До місця зведення кладки стінові матеріали із зони їх складування подає самохідний гусеничний кран СКГ – 25. З метою безпечного виконання піднімання цегли на піддони надягають футляри. Розчин транспортується із заводу автосамоскидами.

В зоні роботи монтажного крану на об'єкті розчин вивантажують в роздавальний бункер, що має місткість 0,75 м³. Бункер встановлюють до спеціального приямку. За допомогою крану бункер подають до робочого місця та розвантажують розчин порційно до ящиків ємністю 0,25 м³.

Спеціальні інвентарні пристрої розміром 5,3 × 2,5 × 1 м із сталевих кутників застосовуємо для зміни положення рівня робочого місця мулярів. До верхнього поясу блоку кріплять дерев'яний настил. З нього виконують кладку. Підмощення огорожують перилами. Підмощення підіймають краном СКГ – 25 за підвіски з канатів.

При складених опорах виконують кладку другого ярусу. Надалі підмощення дорощують. При кладці зовнішніх стін кліток сходів

використовують мобільні майданчики. Майданчики встановлюються краном на поперечні стіни сходових кліток.

Під час виконання кладки зовнішніх стін між рядами цегли влаштовують гаки для закріплення кронштейнів захисних козирків.

Процес виконання цегляної кладки включає такі елементи:

- встановлення та перестановлення порядков та причалування;
- подавання й сортування цегли , подавання розчину. Цеглу для кладки зовнішньої версти розміщують на внутрішній версті. Цеглу для кладки внутрішньої версти розміщують на зовнішній);

- кладка на кутах, в місцях перетину та примикання стін маяків, виконують у вигляді убіжної штраби;

- вкладання цегли до верстових рядів;

- рублення та тесання цегли.

Міцність та якість влаштування кам'яної кладки залежить від точності та вірності нанесення й розрівнювання розчину на постілі.

Розстілання розчину виконують рівною овальною грядкою необхідної ширини. При цьому не повинно бути втрат розчину. Повинно виконуватися рівномірне ущільнення та витримуватися однакова товщина швів. Вертикальні та горизонтальні шви повинні бути якісно заповнені розчином. Це є одним із ефективних заходів, що підвищує міцність кладки.

3.2.5 Вказівки з техніки безпеки

При виконанні кам'яних робіт треба додержуватися правил техніки безпеки, що регламентовані ДБН [9].

При здійсненні робіт із виконання кладки особливу увагу приділяють технічному стану риштування та додержання правил їх експлуатації. Щільно та без зазорів вкладають щити настилу. На висоті більше за 1,1 м влаштовують огорожу в процесі укладання щитів настилу. Огорожа, як правило є інвентарною. Її висота є не меншою за 1 м. В процесі влаштування поручнів спочатку встановлюють стійки. До стійок приєднують поздовжні рейки. Вздовж настилу

внизу закріплюють бортову дошку. Висота дошки повинна становити не менше 150 мм. Вгорі монтують поручень.

Для піднімання робітників на настил влаштовують драбини, що мають поручні.

Технічний стан риштувань повинний бути перевірений майстром та бригадиром перед початком робочої зміни. Надмірний запас будівельних матеріалів не повинен здійснювати надмірне перевантаження підмостів та лісів. Ємності із цементно-піщаним розчином, піддони із цеглою опускають на настил плавно й повільно. Настил влаштовують на два ряди нижче від рівня кладки виконують настил. Його не доводять до стіни на 50 мм. Ще не заповнені блоками прорізи в стінах в рівні настилу тимчасово огорожуються. Огорожують також й прорізи в перекритті. Щодня по завершенню робочої зміни з настилу знімають сміття. Його складають до ящиків. Надалі за допомогою крану сміття складають до відведеного спеціально місця у відведене місце.

При постачанні матеріалів до місця виконання робіт необхідно унеможливити їх падіння під час переміщення їх краном. Скидати з решетувань та поверхів пусу тару заборонено. Їх знімають краном.

Подачу матеріалів в траншею або котлован здійснюють краном в ящиках або спускають камінь і розчин по лотках і трубах. Запас каменю і розчину нагорі укладають на відстані від бровки котловану або траншеї не меншому, ніж глибина траншеї або котловану. При їх глибині більше 1,5 м роблять кріплення стінок, яке знімають після зведення фундаменту, звільняючи кріпильні елементи від низу до верху. Для спуску мулярів роблять драбини шириною 0,75 м з поручнями.

Кладку стін виконують з перекриттів або внутрішніх лісів. Для запобігання травмуванню мулярів, які працюють по периметру будівлі, на стіни ззовні влаштовують захисні козирки. Козирки кріплять на металевих кронштейнах. Над входами в будівлю, що зводиться, також встановлюють з метою захисту від травмування козирки. На віддалі від землі в 6 метрів встановлюють перший козирьок. Його влаштовують по периметру стін. Наступні козирки влаштовують

на віддалі 6 ...7 м по їх висоті. На козирки забороняється вставати та заборонено тримати чи зберігати на них матеріали. Улаштовувати та демонтувати козирки зобов'язані робочі будівельної організації. Якщо будівля є висотою до 7 м , то на ній козирки не монтують.. При такій висоті будівлі на землі на відстані 1,5 м від стіни влаштовують огороження. За нього заборонено заходити працюючим.

Забороняється перебування на стіні під час виконання її кладки. Процес розшивання швів здійснюють з риштування після вкладання кожного ряду каменів. Із зовнішніх риштувань викладають карнизи, які виступають із площини стіни більш ніж на 300 мм.

Під час зведення будівлі робочі повинні підійматися на поверх лише через постійну сходову клітку по маршах, що вже змонтовано. Марші повинні огороження.

Неякісний та несправний інструмент може бути джерелом травматизму. Заборонено користуватися інструментом, який не щільно насаджено на ручку. Кромки приладдя повинні бути гострими. Пристосування та інструмент застосовують лише за його призначенням. Необхідно зберігати робочий інструмент в чистоті та своєчасно очищувати його від бруду. Одяг муляра під час виробничих процесів повинен відповідати його зросту та комплекції. Знімати головний убір та одяг під час виконання будівельних операцій заборонено.

Для захисту рук в процесі здійснення виробничих операцій муляр повинен використовувати спецрукавиці чи напальники.

Для унеможливлення травмування чи поранення робітниками один одного слід правильно розподіляти та організовувати робоче місце муляра. Правильна організація виконується на основі потоково-роздільного методу виконання робіт.

Якісно організований робочий процес підвищує продуктивність праці.

3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу

Контроль якості кладки

Виконання і приймання робіт по влаштуванню цегляної кладки стін здійснюються згідно вимог ДБН [9].

При прийманні закінчених робіт зі зведення кам'яних конструкцій необхідно перевіряти:

- правильність перев'язки швів, їхню товщину й заповнення, а також горизонтальність рядів і вертикальність кутів кладки;
- правильність влаштування деформаційних швів;
- правильність влаштування димових і вентиляційних каналів у стінах;
- якість поверхонь стін із цегли, що є фасадними та неоштукатурюються;
- якість фасадних поверхонь, що облицьовуються різними видами плит та каменю;
- геометричні розміри та розташування конструкцій.

Перевірку виконують не менше 2 разів на кожному ярусі кладки. Із закінченням кладки кожного поверху виконується перевірка нівеліром горизонтальності й відміток верху кладки, незалежно від проміжних перевірок горизонтальності її рядів.

Для контролю правильності заповнення швів розчином у різних місцях кладки знімають цеглу викладеного ряду (2 – 3 перевірки на поверх).

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.2-9-99 «Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення».
2. ДБН В.2.2-28:2010 «Будинки адміністративного та побутового призначення».
3. ДБН В.2.6-31:2016 . «Теплова ізоляція будівель».
4. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія».
5. ДБН В.1.2-2:2006 «СНББ. Навантаження і впливи. Норми проектування»
6. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції»
- 7 «Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 в порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 EUROCODE 2»
8. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів (СНиП 3.02.01-87, MOD)»
9. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»
10. ДБН А.3.1-7-96. Виробництво бетонних і залізобетонних виробів
11. Инженерные решения по охране труда в строительстве /Г.Г. Орлов, В.И. Булыгин и др. под ред. Г.Г. Орлова, - М: Стройиздат, 1985.
12. Сытник И.П. Организация, планирование и управление строительством – К., Вища шк., 1978.
13. Шутенко, Гильман. Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование, - М, 1985.
14. ДСТУ Б В.2.6-86: 2009 «Конструкції будинків і споруд. Звукоізоляція огорожувальних конструкцій. Методи вимірювання»
- 15.ДБН В.2.5-67:2013. «Опалення, вентиляція та кондиціонування»
- 16.ДБН В.2.5-64:2012. «Внутрішній водопровід та каналізація»
- 17.ДСТУ 7525:2014 «Вода питна»
- 18.ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Основні положення проектування»
- 19.ДБН.В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»

- 20.ДБН В 2.5-13-98 «Пожежна автоматика будинків і споруд»
21. ДБН В.2.5-56-2014 «Системи протипожежного захисту»
- 22.ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій»
- 23.ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ»
24. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Кузик О.О. Монолітні плоскі залізобетонні перекриття з пінополістирольними вставками./ Lviv Polytechnic National University Institutional Repository <http://ena.lp.edu.ua>. [Електронний ресурс]:URL:http: Lviv Polytechnic National University Institutional Repository <http://ena.lp.edu.ua>
25. Скорук Леонід Миколайович. Визначення деформацій та ефективних розрахункових моделей залізобетонних плит з тріщинами : Дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / Київський національний ун-т будівництва і архітектури. — К., 2004. — 146арк. : рис., табл. — Бібліогр.: арк. 123-144. <http://www.disslib.org/vyznachennja-deformatsiy-ta-efektyvnykh-rozrakhunkovykh-modelej-zalizobetonnykh-plyt-z.html>
- 26.Скорук Леонід Миколайович Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук 05.23.01 — Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Визначення деформацій та ефективних розрахункових моделей залізобетонних плит з тріщинами. <https://revolution.allbest.ru/construction/d00447065.html>
27. Л.М. Скорук. Пошук ефективних розрахункових моделей ребристих залізобетонних плит та перекриттів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Вип.10. – Рівне: УДУВГП, 2003. – с. 212–219.27.

28. Л.М. Скорук. Поиск эффективных расчетных моделей ребристых железобетонных плит и перекрытий/ Cadmaster 3'2004., С. 78-83. [Электронный ресурс].URL: <https://docplayer.com/37794104-Poisk-effektivnyh-raschetnyh-modeley-rebristyh-zhelezobetonnyh-plit-i-perekrytiy.html>
29. Литвиненко С.М., Срібняк Н.М. Аналіз комп'ютерних моделей часторебристого перекрыття. Матеріали НПК викидачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (13-17 квітня 2020 р.)
30. Кибкало А.В., Волков М.Д. Кессонные перекрытия как эффективный тип ребристых плит // Молодой ученый. 2016. № 25. С. 37 – 40.
31. Вахненко П.Ф. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий. Справочник проектировщика . — Киев, 1987. — 214 с.
32. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101—2003). — Нижний Новгород: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. — 214 с. 5.
- Опалубка для кессонных перекрытий Skydome // ПрогрессБилд. URL: http://www.progressbuild.ru/?page_id=159 (дата обращения: 22.11.2016).
33. Маковский С.А., Новиков М.В., Маковская Т.А. конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния монолитного перекрестно-ребристого перекрытия // Известия ВУЗов. Северо-кавказский регион. Технические науки .2017.№2.С. 91-96. DOI: 10.17213/0321-2653-2017-2-91-96
34. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий:
35. Лоскутов И.С. Монолитные железобетонные кессонные перекрытия. М.: 2015 — URL <http://books.totalarch.com/n/3248>
36. Малахова Анна Николаевна Монолитные кессонные перекрытия зданий // Вестник МГСУ. 2013. №1. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/monolitnye-kessonnye-perekrytiya-zdaniy-1> (дата обращения: 11.09.2021).
37. Мейер-Бое В. Строительные конструкции зданий и сооружений. М. : Стройиздат, 1993. С. 200—201.

38. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора / под ред. Ю.А. Дыховичного) . М. : Стройиздат, 1991. С. 207—212.
39. Маркович А.С. Практическая реализация математической (компьютерной) модели многоребристого перекрытия/ Строительная механика инженерных конструкций и сооружений, 2016, № 2.С.39-44
40. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009. – 360 с.
41. ДСТУ «Прогини та переіщення»
42. ДСТУ Б В.2.6-109:2010 Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови (ГОСТ 13580-85, MOD)
43. ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия (59702)
44. ДСТУ 3760-98. ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ УКРАИНЫ. ПРОКАТ АРМАТУРНЫЙ. ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. Общие технические условия.
45. ДСТУ Б В.2.7-61-97 Кирпич и камни керамические рядовые лицевые. Технические условия
46. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд

ДОДАТКИ

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(15-19 листопада 2021 р.)

Суми – 2021

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 4 від 26.11.2021 р.)

Редакційна рада:

Ладика В.І., академік НААН України
Данько Ю.І., д.е.н., професор
Пасько О.В., к.е.н., доцент

Редакційна колегія:

Бричко А.М., к.е.н., доцент
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент
Шкромада О.І., д.вет.н., доцент
Душин В.В., к.т.н., доцент
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент
Степанова Т.М., к.т.н., доцент
Соларьов О.О., к.т.н., доцент

**Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента – (15-19 листопада 2021 р.).
– Суми, 2021. – 602 с.**

У збірку увійшли тези доповідей Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента.
Для викладачів, студентів, аспірантів.

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЧАСТОРЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Войтович М.М., студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій

Залізобетонні плоскі перекриття – найбільш поширені конструкції, застосовувані при зведенні будівель. Щоб полегшити перекриття потрібно видалити з нього зайвий бетон без втрати несучої здатності й жорсткості при збереженні адекватного армування. Розглянувши розподіл нормальних напружень фрагмента перекриття в середині прольоту, можна зробити висновок, що «зайвий» бетон знаходиться в нейтральній зоні й зоні розтягуючих напружень. Однак для передачі напружень із стиснутої зони до розтягнутої потрібен бетон. Так само бетон потрібен в розтягнутій зоні для забезпечення захисного шару арматури. Зважаючи на вищевикладені висновки, можна видозмінити плоске безбалкове перекриття. При видаленні бетону з розтягнутої зони зберігають лише ребра ширину, що необхідна для розміщення арматури розтягнутої зони і забезпечення міцності панелей по похилому перерізу. При цьому плити в прольоті між ребрами працюють на вигин як балки таврового перетину. Верхня полиця плити також працює на місцевий вигин між ребрами. Такі плити називаються кесонними або касетними [1].

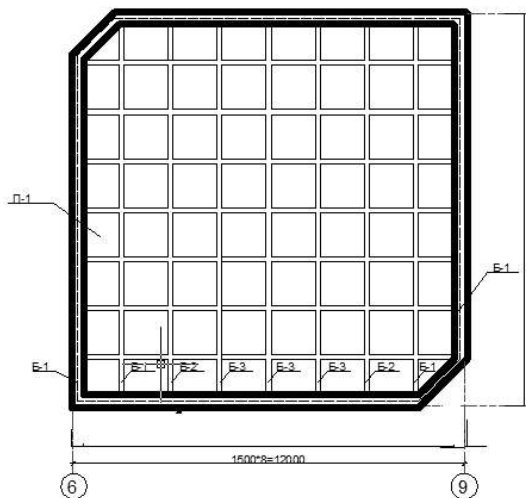


Рис.1 Монолітне часторебристе перекриття

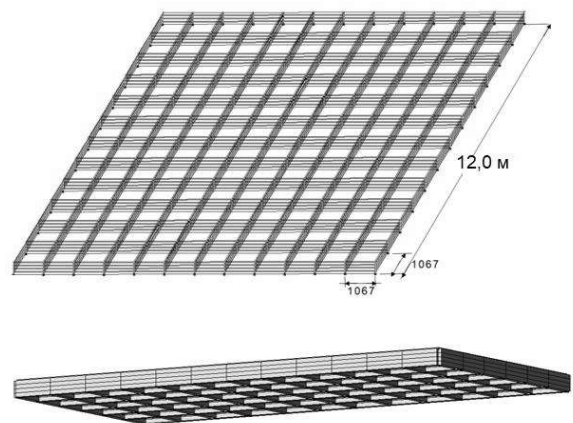


Рис.2 Модель №2 кесонного перекриття - з відкритими ребрами в нижній зоні – а; 3-D схема перекриття –б

Об'єкт дослідження – кінцеелементна розрахункова схеми кесонного перекриття.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан часторебристого монолітного перекриття (внутрішні зусилля та деформації) при зміні жорсткостей його ребер в наслідок тріщиноутворення.

Методи дослідження – метод комп'ютерного моделювання конструкцій із застосуванням програмних комплексів, що реалізують метод кінцевих елементів (при проведенні числового експерименту).

В результаті числового експерименту планується дослідити та проаналізувати роботи кесонного перекриття в пружній постановці та в нелінійній постановці (з урахуванням зміни жорсткостей при тріщиноутворенні).

Список використаної літератури:

1. Мазаєв Д.В., Срібняк Н.М. Вплив конструктивного вирішення часторебристого перекриття на його напружено-деформований стан // Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (17-20 квітня 2020 р.). – Суми, 2020. – 598 с. (С. 203).
2. Маковский С.А., Новиков М.В., Маковская Т.А. конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния монолитного оперекрестно-ребристого перекрытия // Известия ВУЗов. Северо-кавказский регион. Технические науки. 2017. №2. С. 91-96. DOI: 10.17213/0321-2653-2017-2-91-96
3. Часторебристое, частобалочное, вафельное, кесонное перекрытие. — URL <https://www.youtube.com/watch?v=gh3NT1LAcDo>. (дата обращения: 19.11.2019).
4. Кибкало А. В., Волков М. Д. Кесонные перекрытия как эффективный тип ребристых плит // Молодой ученый. — 2016. — №25. — С. 37-40. — URL <https://moluch.ru/archive/129/35707/> (дата обращения: 19.11.2019).

Галушка О.С. АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЇ ГОДІВЛІ КОРІВ ТА ЇЇ УДОСКОНАЛЕННЯ В УМОВАХ ТДВ «МАЯК» ОХТИРСЬКОГО РАЙОНУ	134
Горбовцова В.М. ЕФЕКТИВНІСТЬ ВИКОРИСТАННЯ КОМБІКОРМІВ ВЛАСНОГО ВИРОБНИЦТВА ПРИ ВИРОЩУВАННІ РЕМОНТНИХ ТЕЛИЦЬ В УМОВАХ ТДВ «МАЯК» ОХТИРСЬКОГО РАЙОНУ.....	135
Козел І. ДОСЛІДЖЕННЯ ЯКОСТІ МОЛОКА В УМОВАХ ТОВ «МЕНА-АВАНГАРД» КОРЮКІВСЬКОГО РАЙОНУ ЧЕРНІГІВСЬКОЇ ОБЛАСТІ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ЙОГО ПРИДАТНОСТІ ДЛЯ ВИРОБНИЦТВА СІРІВ.....	136
Нікітін А.С. ШЛЯХИ ОПТИМІЗАЦІЇ КОРМОВОЇ БАЗИ ТА ТЕХНОЛОГІЇ ГОДІВЛІ ВЕЛИКОЇ РОГАТОЇ ХУДОБИ В УМОВАХ ТОВ ІМ. ШЕВЧЕНКА СУМСЬКОГО РАЙОНУ	137
Романченко М. ВИКОРИСТАННЯ ОКСИДУ ЦИНКУ ПРИ ВИРОЩУВАННІ ПОРОСЯТ НА ДОРОЩУВАННІ.....	138
Харченко О.А. ТЕХНОЛОГІЯ ГОДІВЛІ КОРІВ ТА ЇЇ УДОСКОНАЛЕННЯ В УМОВАХ ДГ ІСПС НААН	139
Мовчан Д. Б., Римар В.О. АНАЛІЗ ІННОВАЦІЙНИХ ЗАХОДІВ З УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ВІДТВОРЕННЯ СВИНЕЙ НА ТОВАРНІЙ СВИНОФЕРМІ З ПОВНИМ ЦИКЛОМ ВИРОБНИЦТВА	140
Готунова М.С., Кобзар В.О. РЕПРОДУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ЧИСТОПОРІДНИХ ТА ПОМІСНИХ СВИНОМАТОК ПЕРШОГО ОПОРОСУ.....	141
Рубан Ю.М., Серебрякова Л.О. ОСОБЛИВОСТІ ВИРОБНИЦТВА СВИНИНИ В СФГ «КОЛОС» ЧЕРНІГІВСЬКОГО РАЙОНУ	142
Кузякін С.С., Чечельницька Т.П. ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ НАЦІОНАЛЬНИХ ПРОГРАМ ДРЕСИРУВАННЯ ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ ГРОМАДСЬКОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ «КІНОЛОГІЧНА СПІЛКА УКРАЇНИ».....	143
Ков'єва А.В. УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ВИРОБНИЦТВА СВИНИНИ ЗА РАХУНОК ПОКРАЩЕННЯ УМОВ УТРИМАННЯ ПІДСИСНИХ ПОРОСЯТ В УМОВАХ ТОВ «НВП «ГЛОБІНСЬКИЙ СВИНОКОМПЛЕКС».....	144
Денисенко А.В. ОСОБЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ СОБАК РІЗНИХ ПОРІД У КІНОЛОГІЧНИХ ПІДРОЗДІЛАХ НАЦІОНАЛЬНОЇ ПОЛІЦІЇ УКРАЇНИ	145
Давиденко Д.О., Федотова А.А., Приходько М.Ф. СУЧАСНІ МЕТОДИ ЗБІЛЬШЕННЯ ТЕРМІНУ ЗБЕРІГАННЯ ПИТНОГО МОЛОКА	146
Щебак Є.О. ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РІЗНИХ МЕТОДІВ СЕКСИНГУ МОЛОДНЯКУ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ПТИЦІ В УМОВАХ ІНКУБАТОРНО-ПТАХІВНИЧОЇ СТАНЦІЇ смт. СТЕПАНІВКА СУМСЬКОГО РАЙОНУ	147
Бартенєва Л.С. ОСОБЛИВОСТІ МЕТОДОЛОГІЇ ПІДГОТОВКИ СОБАК ДО СЛУЖБОВОГО ВИКОРИСТАННЯ У ДЕРЖАВНІЙ КРИМІНАЛЬНО-ВИКОНАВЧІЙ СЛУЖБІ УКРАЇНИ	148
Волос Ю.Б. АНАЛІЗ СТАНУ ПОГОЛІВ'Я СОБАК ПОРОДИ ШИ ТЦУ В ХАРКІВСЬКІЙ ОБЛАСТІ ЗА ПОКАЗНИКАМИ ЕКСТЕР'ЄРУ.....	149
Обуховська І.Ю. РЕКЛАМНІ КАМПАНІЇ ЗООБРЕНДІВ ЯК PR-ЗАСОБИ У СУЧАСНОМУ СОБАКІВНИЦТВІ.	150
Мамедова О.В. ЗАСТОСУВАННЯ СОБАК ЛЯГЯВИХ ПОРІД У МИСЛИВСТВІ	151
Челнак К.О., Білоус М.О., Левченко І.А., Карлашов О.М. ДОСЛІДЖЕННЯ ЗВ'ЯЗКУ МІЖ ПОКАЗНИКАМИ МОЛОЧНОЇ ПРОДУКТИВНОСТІ КОРІВ.....	152
Свисенко С.В. ПОРІВНЯЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОЧИХ ЯКОСТЕЙ ЛІНІЙ СЕРЕДНЬОАЗІАТСЬКИХ ВІВЧАРІВ ЗА ПРОГРАМОЮ «ОХОРОННИЙ СОБАКА-А».....	153

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Андросов Є.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЗБІРНИХ РЕБРИСТИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ НА РОБОТУ МЕТАЛЕВИХ ФЕРМ, ЩО СПИРАЮТЬСЯ В РІВНІ НИЖНЬОГО ПОЯСУ.....	154
Асадчий М.А. ОЦІНКА КЛАСУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ НЕСУЧОЇ КАМ'ЯНОЇ СТІНИ.....	155
Бабков Є.В. ВЗАЄМОВПЛИВ НАБИВНИХ ПАЛЬ У ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ	156
Бережна Г.О. ОСОБЛИВОСТІ КІНЦЕВОЕЛЕМЕНТНОГО МОДЕЛЮВАННЯ З'ЄДНАННЯ «ПЛИТА-КОЛОНА»	157
Борщ Д.С. ДОСЛІДЖЕННЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД СПОСОБОМ НАДБУДОВИ	158
Василенко С.О. ОСОБЛИВОСТІ БЛАГОУСТРОЮ ТЕРИТОРІЇ УНІВЕРСИТЕТСЬКИХ КАМПУСІВ	159
Ведмідера О.А., Роговий С.І. БУДІВЛЯ «ДИТЯЧА КЛІНІЧНА ЛІКАРНЯ СВЯТОЇ ЗІНАЇДИ» В М. СУМИ.....	160
Войтович М.М., Срібняк Н.М. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЧАСТОРЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ	161
Восколович А.О., Срібняк Н.М. СУМІСНА РОБОТА ЗБІРНИХ ПЛИТ ПЕРЕКИТТЯ В СКЛАДІ ДИСКУ ПЕРЕКРИТТЯ.....	162
Гайдар А.Д., Бородай Д.С. ФАКТОРИ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ПРОЕКТУВАННЯ РЕКРЕАЦІЙНО-ОЗДОРОВЧИХ КОМПЛЕКСІВ УКРАЇНИ.....	163
Гнезділова А.О. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ ТУРИСТИЧНО-ЛІКУВАЛЬНО-ОЗДОРОВЧОГО КОМПЛЕКСУ.....	164
Горбащенко В.А. АРМУВАННЯ МЕТАЛЕВИМИ ПРОФІЛЯМИ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ	165