

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

**Кафедра: Будівельних конструкцій**

## **РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**

**ОС « МАГІСТР »**

**На тему: *Готель на 45 місць в м. Суми***

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

**Виконала:** *студентка 2м курсу  
Восколович Альона Олександрівна*

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

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

СУМИ 2021

## АНОТАЦІЯ

**Восколович А.О. Готель на 45 місць в м. Суми – 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.

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

*Дослідницько-розрахунковий розділ* складається з дослідження спільної роботи з/б порожнистих збірних плит перекриття в ячейці перекриття та розрахунок стрічкового з/б фундаменту.

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

### **Апробація результатів магістерської роботи.**

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

### **Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:**

1 Восколович А.О., Срібняк Н.М. Сумісна робота збірних плит перекриття в складі диску перекриття/ Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р. ).– Суми, 2021. С.162

# ЗМІСТ

Завдання.....	2
Анотація.....	4
ВСТУП.....	7
<b>РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....</b>	<b>9</b>
<b>1.1 Ситуаційний план.....</b>	<b>10</b>
<b>1.2. Об’ємно-планувальне рішення.....</b>	<b>11</b>
1.2.1. Відомості про природні умови.....	11
1.2.2 Обґрунтування об’ємно-планувального рішення будівлі.....	12
<b>1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.....</b>	<b>13</b>
1.3.1 Основні конструкції будівлі.....	13
1.3.2 Зовнішнє й внутрішнє опорядження.....	17
<b>1.4. Інженерні розрахунки.....</b>	<b>18</b>
1.4.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої цегляної стіни.....	21
<b>РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ.....</b>	<b>22</b>
<b>2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий».....</b>	<b>22</b>
2.1.1 Вступ.....	22
2.1.2 Конструювання та робота збірних плит в складі диску перекриття....	26
2.1.3 Розрахункова кінцевоелементна модель ячейки зі збірних плит.....	28
2.1.4 Характеристики жорсткостей кінцевоелементної моделі.....	32
2.1.5 Результати статичного розрахунку ячейки перекриття, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.....	38
2.1.6 Результати статичного розрахунку ячейки перекриття, що завантажена локальним навантаженням.....	41
2.1.6.1 Створення моделі ячейки за розрахунковим випадком №1 .....	42
2.1.7 Порівняння НДС вихідної схеми та НДС схеми за випадком розрахунку №2.....	44
2.1.8 Висновки.....	53
<b>2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний».....</b>	<b>54</b>
2.2.1 Розрахунок фундаменту.....	54
2.2.1.1 Збір навантаження на фундамент.....	54

2.2.1.2	Визначення розрахункового опору ґрунту.....	56
2.2.1.3	Визначення основних розмірів стрічкового фундаменту.....	58
2.2.1.4	Визначення осідання стрічкового фундаменту.....	58
2.2.2	Розрахунок й конструювання однопролітної монолітної залізобетонної балки БМ-1.....	59
2.2.2.1	Вихідні дані.....	59
2.2.2.2	Визначення зусиль в балці.....	60
2.2.2.3	Розрахунок монолітної балки Бм1 за 1-ю групою граничних станів	61
2.2.3	Розрахунок та конструювання колони.....	61
2.2.3.1	Визначення зусиль у колоні.....	62
2.2.3.2	Розрахунок колони на міцність.....	62
<b>РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.....</b>		<b>66</b>
3.1.	<b>Підготовка об'єкта будівництва.....</b>	<b>67</b>
3.2.	<b>Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти.....</b>	<b>68</b>
3.2.1	Область застосування технологічної карти.....	68
3.2.2.	Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт.....	69
3.2.3	Потреба в матеріально-технічних ресурсах.....	70
3.2.4	Вказівки до виконання робіт.....	73
3.2.5	Вказівки з техніки безпеки.....	75
3.2.6	Технічні вимоги та контроль якості процесу.....	77
<b>Список використаних джерел.....</b>		<b>79</b>
<b>Додатки.....</b>		<b>84</b>

## ВСТУП

У теперішній час вітчизняна готельна галузь прагне стати невід'ємною частиною світового готельного господарства, що обумовлено реалізацією в Україні політики, пов'язаної з поступовим інтегруванням нашої держави до складу Європейського Союзу. Тому наразі стає актуальним питанням відповідності готельного господарства України нормам і вимогам європейських стандартів щодо засобів розміщення.

Робота є актуальною, оскільки розвиток інфраструктури обласного центру нерозривно пов'язаний з розвитком його економічним розвитком.

Місткість готелю визначається кількістю постійних спальних місць. Класифікація готелів за місткістю в різних країнах відрізняється. Наприклад, у Швейцарії й Австрії готелі, що мають менше 100 місць, вважаються малими; 100-200 місць – середніми, більше 200 місць – великими.

У Чехословаччині до 120 місць – малими, до 500 місць – середніми; понад 500 місць - великими; у США готелі до 100 номерів вважаються малими, до 500 номерів – середніми, понад 500–великими.

В Україні немає офіційної класифікації готелів по місткості, у зв'язку із чим пропонується наступна їхня класифікація:

- до 100 місця-готелю малої місткості,
- від 101 до 500 місць – середньої місткості,
- більше 500 місць – великої місткості.

Готелі призначаються для короткочасного проживання людей і відповідного обслуговування їх побутових і культурних потреб, тому такі будівлі повинні мати всі елементи необхідного комунального благоустрою й забезпечені системами харчування, побутового та культурного обслуговування гостей. В готелі передбачені номери різної місткості та кафе на 50 місць.

Багатофункційність тризіркового малого готелю з кафе на 50 місць привабить велику кількість відвідувачів. Для відпочинку в літній час передбачена ділянка для бесідок, що створить ідеальні умови для відпочинку.

Щодо конструктивного рішення, то будівля проектується цегляною зі збірним залізобетонним перекриттям. Найбільша перевага цегли – це її довговічність. Також вона забезпечує гарну звукоізоляцію, що є важливим для готелю. Використання залізобетонних плит перекриття забезпечує більш швидкий процес монтажу перекриття, в порівнянні з монолітним та гарантує гарну якість. Цегла та залізобетонні плити виготовляються безпосередньо в місті будівництва, що значно зменшує транспортні витрати.

**РОЗДІЛ 1.**  
**АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ**

## 1.1. Ситуаційний план

На рис.1.1 наведено ситуаційний план ділянки, де проєктується будівля. Будівля проєктується на околиці міста Суми по вул. Герасима Кондратьєва.

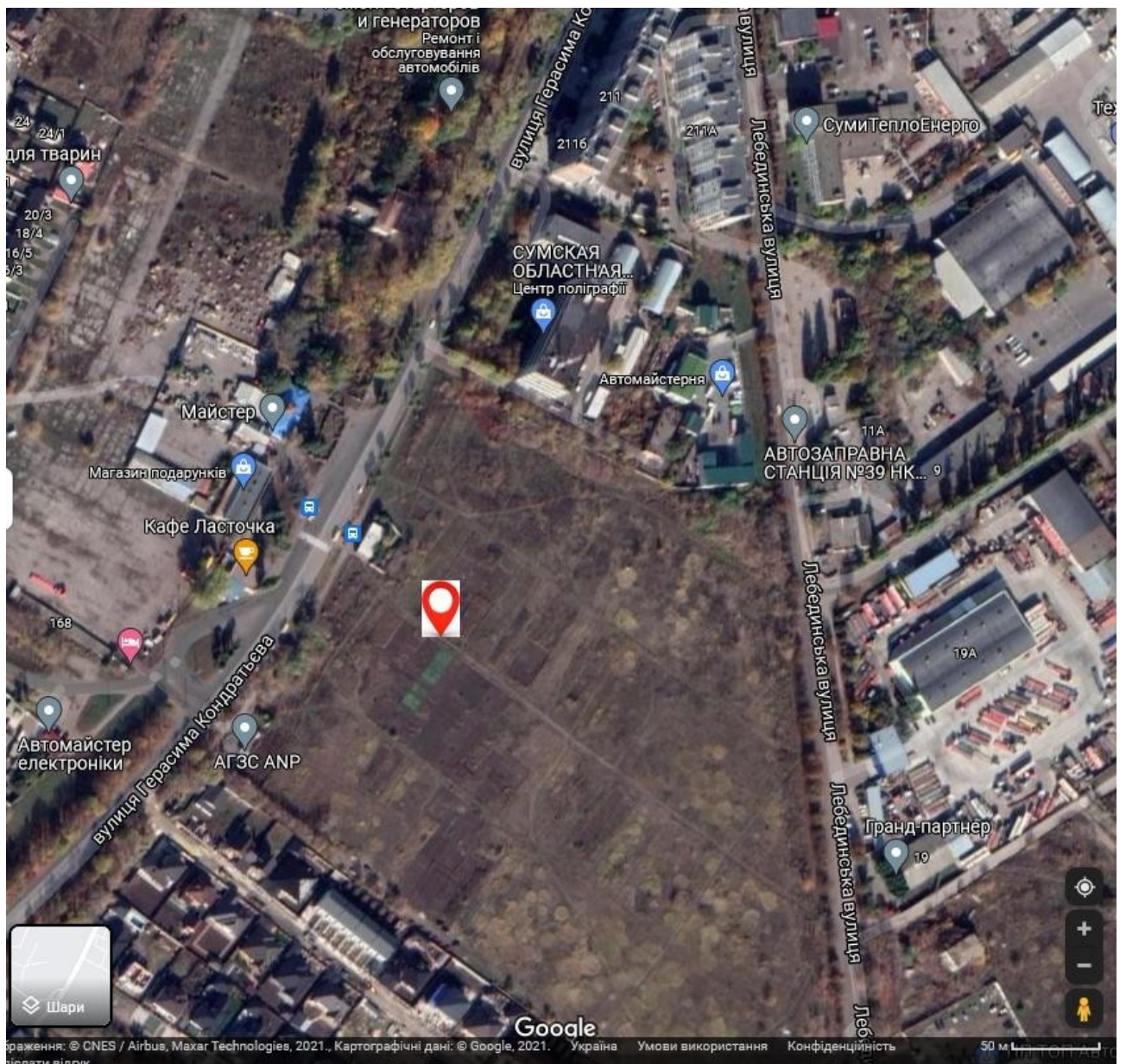


Рис. 1.1 Ситуаційний план ділянки

Готель на 45 місць, що проектується, розташований у м. Суми по вул. Г. Кондратьєва. Ділянка будівництва розташована біля кінцевої зупинки маршрутного таксі [3, с.68]. Її розміри **69,00 × 73,50** м. Рельєф місцевості спокійний. Головний фасад зорієнтовано на північний захід. Територія готелю огорожена металевою огорожею.

## **1.2. Об'ємно-планувальне рішення**

У зв'язку з розвитком інфраструктури у м. Суми нагальним є будівництво готельних комплексів. Оскільки в Сумах є готелі, зведені за типовими проектами в період масової забудови міста, то сучасний готель на 45 місць є актуальним і доцільним вирішенням питання забезпечення міста готельними комплексами.

Враховуючи вимоги ДБН [1] будівлю проектуємо прямокутної форми (розмірами в крайніх осях **41,4 × 21,6** м). В будівлі передбачено три поверхи: перший висотою **3,3** м, другий та третій – **3,0** м. Будівля має двоскатну ломану покрівлю.

Готель складається з одно-, дво- і трьохмістних номерів, які відповідають сучасним вимогам. Доскладу кожного номеру входить санвузол. На **1 – му** поверсі готелю розташоване кафе для відвідувачів на **50** місць. Приміщення загального користування (коридори, вестибюлі та ін.) відповідають вимогам ДБН [2].

В готелі передбачено три сходові клітки згідно протипожежних вимог та для зручності відвідувачів.

В готелі передбачено чотири входи, ганки яких облаштовані сходами, а один з входів має пандус для людей з проблемами руху (згідно вимог ДБН).

### **1.2.1. Відомості про природні умови**

Район будівництва готелю малої місткості згідно ДСТУ [6] належить до I кліматичного району.

Кліматична характеристика району:

- абсолютна мінімальна – **-34,2°C**;
- абсолютна максимальна - **+39,4°C**;

Клімат є помірно-континентальним. Середня температура за рік становить – **6,8°C**.

Середньорічна кількість опадів – **675,4 мм/рік**.

Глибина промерзання – **1,2 м**.

Рельєф ділянки спокійний. Абсолютні відмітки поверхні землі коливаються в межах від **200,51 м** до **200,03 м**.

Геологічні умови:

- рослинний шар – **0,15 м**
- пісок пилюватий – **1,36 м**
- супісок піщанистий – **3,88 м**
- пісок дрібний – **3,86 м**

Ґрунтові води знаходяться на відмітці **194,81 м**.

### 1.2.2 Обґрунтування об'ємно-планувального рішення будівлі

Згідно вимогам ДБН [1] для проектування приймаємо будівлю прямокутної форми (розмірами в крайніх осях **41,4 × 21,6 м**) трьохповерховою з висотою першого поверху **3,3 м**, другого та третього **3,0 м**. Будівля має двоскатну ломану покрівлю. Висота до верха покрівлі становить **17,030 м**.

Таблиця.1.1 Об'ємно-планувальні показники

№ з/п	Найменування показників	Одиниці вимірювання	Показники
1	Площа забудови	м <sup>2</sup>	894,24
2	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	10165,0
3	Загальна корисна площа	м <sup>2</sup>	2792,0
4	Відношення будівельного об'єму до загальної площі	-	3,64

### 1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

Нові високі стандарти при зведенні будівель обґрунтовують необхідність та доцільність застосування при зведенні готелю сучасних високоякісних будівельних матеріалів, сучасних технологій ведення будівельно-монтажних робіт.

При проектуванні приймаємо збірні залізобетонні конструкції (фундаментні блоки, колони, плити перекриття) місцевого виготовлення. Також використовується цегла місцевого виробництва. Для забезпечення архітектурної виразності будівлі фасад оштукатурюється декоративною штукатуркою та фарбується.

Фундаменти запроектовано зважаючи на геологічні умови будмайданчика. Враховуються також і навантаження, що діють. При проектуванні фундаментів враховано також і мінімальну глибину фундаментів. Проектування здійснюється за ДБН [7] та ДБН [8].

Колони прийнято збірні залізобетонні за серією **1.020 – 1/87 вип. 2 – 1** згідно конструктивного вирішення будівлі, характеристичного та розрахункового навантаження, мінімальної висоти будівлі, що необхідна [9, с.56].

Огороджуючі конструкції, що не несуть та що сприймають навантаження, прийнято згідно із звукоізоляційними та теплоізоляційними нормативними вимогами ( $R = 3,3 \text{ (м}^2 \cdot \text{К/Вт)}$ ) та необхідного освітлення, спираючись на ДБН [10], ДСТУ [11], ДСТУ [6], ДСТУ [14].

В якості перекриття використовуємо збірні залізобетонні пустотні плити за серією **1.141 – 1** випуск **60**.

Конструкція покриття розроблена спираючись на ДБН [15].

#### 1.3.1 Основні конструкції будівлі

##### 1) фундаменти

В проекті прийнято стрічкові монолітні фундаменти з бетону С12/15 під несучі стіни. Поверх фундаментів влаштовано збірні залізобетонні блоки стін

підвалу за ДСТУ [15]. Під зовнішні стіни блоки прийнято шириною **500 мм**, під внутрішні – 400 мм. Блоки вкладаються в чотири ряди. Під збірні залізобетонні колони прийнято стовпчасті залізобетонні монолітні фундаменти. Підшва знаходиться на відмітці –**3,600** м. Основою для фундаментів прийнято шар ґрунту – пісок пилюватий. Ґрунтові води знаходяться на глибині **5,22** м.

Низ колони замонолічується до стакану фундаменту бетонним розчином на щебені дрібної фракції. Клас бетону прийнято **C20/25**. Колона заходить в стакан на висоту **650 мм**.

#### 2) колони

Колони приймаємо збірні залізобетонні з бетону **C32/40** суцільного перерізу з двома консолями за серією **1.020 – 1/87** випуск **2 – 1**. Переріз колони **400 x 400 мм**.

#### 3) перемички

Перемички приймаємо збірні залізобетонні за серією **1.038.1 – 1** вип. **2**.

Таблиця.1.2 Специфікація перемичок

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-ть, шт.	Маса, од. кг	Примітка
1.	Серія 1.038.1-1 вип.1	2ПБ 22-3-П	39	92	
2.	Серія 1.038.1-1 вип.1	2ПБ 13-1-П	161	54	
3.	Серія 1.038.1-1 вип.1	2ПБ 34-4-П	13	222	
4.	Серія 1.038.1-1 вип.1	2ПБ 60-8-П	3	519	

#### 4) конструкції, що огороджують

У проєкті прийнято стіни з цегли марки **M100** на цементному розчині **M75**. Кладка зовнішніх стін, зважаючи на теплотехнічні вимоги, передбачена колодязною з влаштуванням ефективного утеплювача. Зовнішні конструкції, що огороджують, складаються з цегляної кладки, що несе, з ефективною цегли. Товщина стін прийнята **380 мм**, стінового утеплювача «Профітеп» товщиною **100 мм** та захисного шару цегли **120 мм** з оштукатурюванням.

### 5) перегородки

Перегородки запроектовано цегляні з цегли керамічної марки **M 75** на цементному розчині **M 25** товщиною **120 мм**. Внутрішні стіни, що несуть, виконано також із керамічної цегли марки **M 100** товщиною **380 мм**. Як стіни, так і перегородки оштукатурюються високоякісним штукатуренням.

### 6) перекриття

Перекриття запроектоване із залізобетонних плит та монолітних ділянок. Плити – залізобетонні з круглими порожнинами за серією **1.141-1 вип. 60**.

В горизонтальній площині внутрішніх стін плити перекриття зв'язуються між собою двома анкерами, які приварено до монтажних петель та зварено між собою. На зовнішніх стінах анкерування плит здійснюється "Г" – подібними анкерами, один кінець якого закладається до шву між кладкою. Інший – зварюванням з'єднується з монтажною петлі. Анкерування плит виконується через **1** шов. Потім монтажні петлі (після влаштування анкерів) відгинаються. Від впливу корозії шляхом нанесення на них цементного розчину **M 100** виконують захист анкерів.

### б) покриття та покрівля

Покрівля складається з металочерепиці "**ARAD Classic**", гідроізоляційної плівки "**Strotex 110 PP**" та обрешітки із дерев'яних дошок по кроквам. Переріз крокв приймаємо **200 × 150 мм**, мауерлату – **150 × 150 мм**, кобилки – **100 × 50 мм**.

### 7) заповнення прорізів

Проектом передбачено заповнення віконних прорізів металопластиковими вікнами із двохкамерними склопакетами. Типорозміри прийнято за ДСТУ [47].

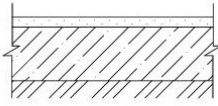
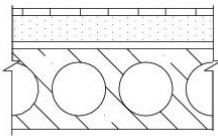
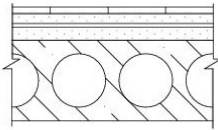
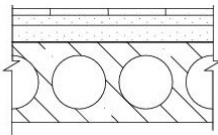
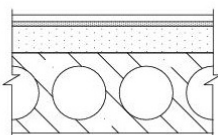
Двері зовнішні дерев'яні, виготовлено за ДСТУ [48].

Таблиця 1.3 Специфікація елементів заповнення прорізів

Марка позиції	Позначення	Найменування	Кількість	Примітка
ВК1	ДСТУ [47]	ВС21-15	4	
ВК2	ДСТУ [47]	ВС21-9	5	
ВК3	ДСТУ [47]	ВС21-21	6	
ВК4	ДСТУ [47]	ВС21-27	10	
ВК5	ДСТУ [47]	ВС18-15	9	
ВК6	ДСТУ [47]	ВС18-27	3	
ВК7	ДСТУ [47]	ВС24-15	6	
ВК8	індив. замовл.		1	
ВК9	індив. замовл.		1	
ВК9	індив. замовл.		1	
ВБ1	індив. замовл.		13	
ВБ2	індив. замовл.		11	
ВБ3	індив. замовл.		3	
1	ДСТУ [48]	ДГ21-7	89	
2	ДСТУ [48]	ДГ21-8	11	
3	ДСТУ [48]	ДГ21-9	50	
4	ДСТУ [48]	ДГ21-10	7	
5	ДСТУ [48]	ДГ21-12	8	
6	ДСТУ [48]	ДГ24-15	5	
7	ДСТУ [48]	ДГ21-13	4	
8	ДСТУ [48]	ДО21-13	11	
9	ДСТУ [48]	ДО21-9	1	
10	ДСТУ [48]	ДН21-15К	3	

## 8) підлоги

Таблиця 1.4 Експлікація підлог

№ приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Елементи підлоги, їх товщина	Площа, м <sup>2</sup>
Підвальный поверх				
Підвальне приміщення	I.		1. Покриття - бетон класу С12/15 - 10 мм	863,0
			2. Підстил. шар - бетон класу С5/10 - 80 мм	
			3. Ущільнений щебінь - 200 мм	
Перший, другий та третій поверх				
108, 109, 113, 137, 152, 153, 154, 207, 221, 222, 223, 225, 226, 228, 229, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 239, 240, 241, 243, 244, 245	II.		1. Покриття - паркет - 12мм	789,0
			2. Цементно-піщана стяжка М150 - 50 мм	
			3. Звукоізоляційний прошарок - 3 мм	
			4. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	
106, 107, 114, 122, 125, 131, 140, 141, 148, 151, 155, 205, 210, 214, 217, 220, 224, 227, 230, 238, 242, 246	III.		1. Покриття - плитка керамічна - 10 мм	270,0
			2. Цементно-піщаний розчин М150 - 15 мм	
			3. Гідроізоляційний прошарок - 5 мм	
			4. Цементно-піщана стяжка М150 - 15 мм	
			5. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	
101, 102, 103, 110, 111, 112, 115, 117, 118, 119, 120, 121, 123, 124, 126, 127, 128, 129, 130, 132, 133, 134, 135, 136, 142, 143, 144, 145, 201, 202, 203, 204, 206, 208, 209	IV.		1. Покриття - плитка керамічна - 10 мм	845,0
			2. Цементно-піщаний розчин М150 - 15 мм	
			3. Цементно-піщана стяжка М150 - 15 мм	
			4. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	
104, 105, 116, 138, 139, 146, 147, 149, 150, 211, 212, 213, 215, 216, 218, 219	V.		1. Покриття - лінолеум - 3 мм	478,0
			2. Звукоізоляційний прошарок - 30 мм	
			3. Гідроізоляційний прошарок - 3 мм	
			4. Цементно-піщана стяжка М150 - 40 мм	
			5. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	

### 1.3.2 Зовнішнє й внутрішнє опорядження

Внутрішні стіни та стеля приміщень готелю фарбуються полівінілацетатними водоемульсійними фарбами. Стіни санвузлів й душових приміщень облицьовуються плиткою керамічною, глазурованою на цементному опоряджувальному розчині. Виконується розшивання швів.

Фасади готелю оштукатурюються декоративною штукатуркою, а потім виконується їх пофарбування.

## 1.4. Інженерні розрахунки

### 1.4.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої цегляної стіни

Вихідні дані:

1.Прийнята конструкція стінового огородження показана на схемі (рис. 1.2).

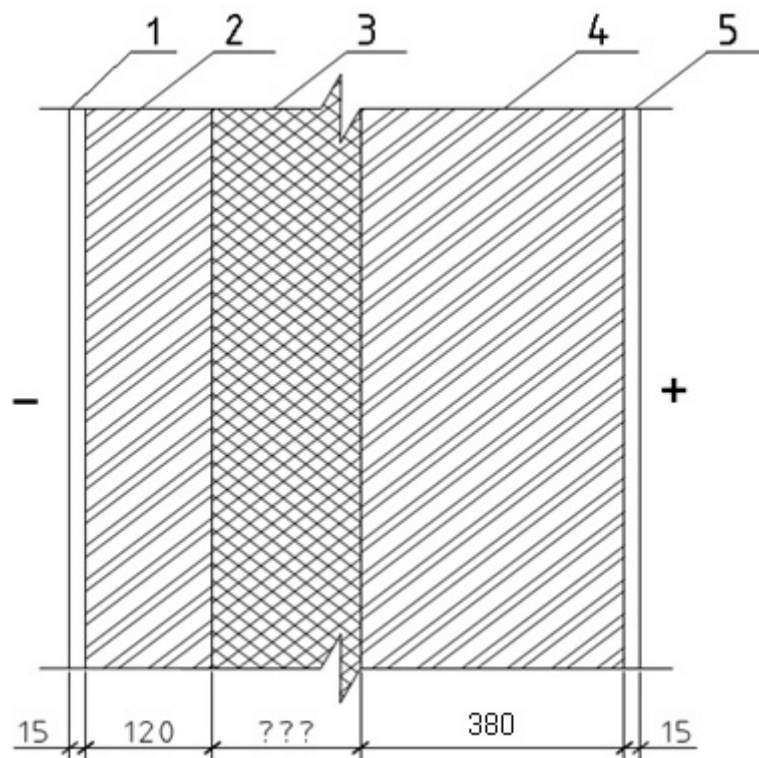


Рис.1.2 Конструкція стінового огородження

- 1) Вапняно-піщаний розчин  $\delta_1 = 0,015$  м,  $\gamma_1 = 1600$  кг/м<sup>3</sup>
- 2) Шар цегли  $\delta_2 = 0,120$  м,  $\gamma_2 = 1800$  кг/м<sup>3</sup>
- 3) Утеплювач «Профитеп»
- 4) Шар цегли  $\delta_4 = 0,380$  м,  $\gamma_4 = 1800$  кг/м<sup>3</sup>
- 5) Вапняно-піщаний розчин  $\delta_5 = 0,015$  м,  $\gamma_5 = 1600$  кг/м<sup>3</sup>

2. Зона будівництва – м. Суми (1 – ша температурна зона та 2 – га зона вологості).

3.Нормативний опір теплопередачі:

$$R_{0TP} = 3,3 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Завдання:

Потрібно визначити оптимальну товщину утеплювача цегляної стіни з мінераловатних базальтових плит «Профітеп» Теплотехнічний розрахунок виконується згідно з нормативними показниками опору теплопередачі за формулою:

$$R = R_3 + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 + R_B,$$

де  $R$  – опір теплопередачі конструкції (стіни);

$R_3$  – опір теплопередачі зовнішньої поверхні конструкцій, що огороджують;

$R_3 = 1/\alpha_3$ , де  $\alpha_3$  – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої грані (поверхні) конструкції, що огороджує ;

$R_B$  – опір тепловіддачі внутрішньої поверхні огороджуючої конструкції;

$R_B = 1/\alpha_B$ , де  $\alpha_B$  – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкцій, що огороджують ;

$R_1, R_2, R_3, R_4, R_5$  – опір теплопередачі для кожного стінового шару.

$R_n = \delta_n/\lambda_n$ ; де  $\delta$  – товщина шару;  $\lambda$  – коефіцієнт теплопровідності;

Для п'ятишарової стінової конструкції маємо

$$R = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_H}$$

Для цегли  $\lambda = 0,81 \text{ Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$ .

Для утеплювача з жорстких мінераловатних плит  $\lambda = 0,044 \text{ Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$ .

Підставивши відомі значення в формулу отримаємо:

$$3,3 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,015}{0,81} + \frac{0,12}{0,81} + \frac{\delta_3}{0,044} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,015}{0,81} + \frac{1}{23}$$

$\delta = 0,10 \text{ м} = 100 \text{ мм}$ . Приймаємо товщину утеплювачу  $\delta = 100 \text{ мм}$ .

Після детального розрахунку можна зробити висновок, про те, що товщина утеплювача для цих умов – **100 мм** є достатньою для того, щоб теплотехнічні властивості стін відповідали нормативним.

Висновок: стіна, що проектується, з утеплювачем «Knauf Профітеп» ( $\delta = 100$  мм,  $\lambda = 0,044$  Вт/м<sup>2</sup> · °С) задовольняє вимогам теплотехнічного розрахунку та вимогам ДБН [46].

**РОЗДІЛ 2.**  
**ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ**

## **2.1 Пункт «Дослідницько-розрахунковий»**

### **2.1.1 Вступ**

#### **Актуальність теми**

Залізобетонні плити перекриття займають значний сегмент у вартості всієї будівлі. Їх вартість досягає близько 20% в структурі вартості всієї будівлі.

Насамперед плити перекриття як збірні, так і монолітні, забезпечують просторову жорсткість всієї будівлі, виступаючи так званим жорстким диском перекриття або горизонтальними діафрагмами жорсткості. Також функція плит перекриття полягає у сприйнятті як горизонтальних, так і вертикальних навантажень.

В роботі зазначено «Моделювання дійсних умов роботи конструкцій забезпечується створенням розрахункової схеми, яка враховує спільну роботу всіх елементів будівлі чи споруди. Метод кінцевих елементів, який реалізується в багатьох сучасних програмних комплексах, дає змогу більш точно моделювати розрахункові схеми конструкцій і враховувати їх сумісну роботу.» [49, с.146]

«Перекриття й покриття, особливо великопрольотні, є матеріаломісткими й трудомісткими елементами, на які припадає близько 30–40% бетону й сталі, що йдуть на зведення будівлі. Тому проектування конструкцій перекриттів повинно базуватися на експериментально-теоретичних дослідженнях дійсних умов їхньої роботи та взаємодії в складі будівель і споруд та розробці на цій основі вдосконалених методів розрахунку, що враховують їхню просторову роботу. У зв'язку з викладеним дослідження просторової роботи перекриттів, що має на меті уточнення напружено-деформованого стану й більш економічне їх проектування, є актуальним завданням.» [49, с.146]

**Мета, задачі, об'єкт й предмет дослідження. Методи наукового дослідження**

**Метою** роботи є підтвердження в результаті виконання числових досліджень спільної роботи збірних з/б плит в ячейці перекриття.

**Задачі**, які дозволяють досягти мети:

- ознайомлення з теоретичними передумовами спільної роботи елементів будівлі;
- ознайомлення з методами та особливостями кінцевоелементного моделювання розрахункових схем дисків перекриття;
- виявлення чинників, що обумовлюють перерозподіл жорсткостей між елементами диску перекриття, а отже, і зусиль, в залізобетонних збірних плитах;
- створення кінцевоелементної моделі збірної ячейки перекриття;
- проведення дослідження статичної роботи ячейки перекриття, що складається із збірних залізобетонних багатопорожнистих плит.

**Об'єкт дослідження** – ячейка, що складена із збірних залізобетонних плит перекриття.

**Предмет дослідження** – напружено-деформований стан ячейки перекриття за умови, яка демонструє спільну роботу плит в ячейці перекриття.

**Методи дослідження** – числовий метод розрахунку будівельних конструкцій та метод, що дозволяє моделювати кінцевоелементні моделі будівельних конструкцій.

### **Практичне значення отриманих результатів**

Передбачається, що результати, які отримано внаслідок проведення числових розрахунків, продемонструють перерозподіл зусиль в плитах ячейки при наявності фактора, який обумовить перерозподіл зусиль (наприклад, навантаження ячейки перекриття локальним навантаженням. Й цим самим буде доведено спільну роботу всіх елементів в ячейці перекриття.

Результати дозволять оцінити та проаналізувати характер зміни внутрішніх зусиль в плитах ячейки перекриття.

Результатам дослідження передбачається оцінити вплив крутного моменту на конструювання елементів ячейки при несиметричному її завантаженні, зниженні жорсткості частини перекриття чи порушенні умов

спирання елементів ячейки. В на значущість цього фактору, оскільки, традиційно, фактор кручення для елементів, що працюють на вигин в нормах проектування не враховувався.

#### **Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:**

Восколович А.О., Срібняк Н.М. Сумісна робота збірних плит перекриття в складі диску перекриття/ Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р. ).– Суми, 2021. С.162

#### **Аналіз публікацій та досліджень, що існують**

Безліч робіт, як закордонних, так і вітчизняних, присвячено розрахунку та дослідженню роботи плитних систем – порожнистої чи суцільної конструкції [50-56].

Більшість цих робіт базується на умовному розчленуванні суцільного елемента на стержні – балки. Складаються умови спільності деформацій для елементів, що межують один з одним. Невідомі зусилля, що виникають між гранями таких балок, описуються гармонійними функціями в вигляді рядів Фур'є. Точне визначення невідомих, що є функціями, є можливим при використанні диференційних рівнянь [49]. Точні розв'язання диференційних рівнянь базуються на методі В.З. Власова [51; 57; 58]. Інженерні методи [59] розрахунку плитних конструкцій представлено Карабановим Б.В. Недоліком цих методів є те, що вони не враховують різні варіанти розташування навантаження на поверхні диску перекриття для попереднього підбирання арматури та точного розрахунку надалі. В більш точному розрахунку повинно враховуватися тріщиноутворення, дефекти.

Найпростішим з математичних методів розрахунку є метод кінцевих елементів, що нині широко застосовується в сучасних програмних комплексах. Цей метод, що є числовим [60; 61], відкриває можливості до варіативного розрахунку, а значить й проектування. Цей метод дає можливість виконувати розрахунок з урахуванням багатьох факторів (тріщиноутворення, температурних впливів, динамічних навантажень, з урахуванням нелінійної

роботи конструкції). Тобто мається можливість створити розрахункову кінцевоелементну модель, що максимально наближена до реальної та відтворює особливості її статичної роботи [49].

Розрахунки перекриття з урахуванням їх просторової роботи є можливими саме завдяки числовому методу. Такі розрахунки дозволяють з більшою точністю визначити зусилля та напруження, які виникають в перекритті з урахуванням впливу різних факторів.

До систем рівнянь Азізова Т.Н. [57], Дроздова П.Ф. [58]. включено як жорсткості на згин окремих елементів (багатопорожнистих плит), так й їх жорсткості на кручення. Обидва типи жорсткості зазнають змін завдяки тріщиноутворенню в залізобетонних елементах конструкцій. Виникають різні типи тріщин: нормальні від вигину, спіральні (просторові) від кручення, похилі – від дії поперечної сили (або сили, яка зрізає). Величини зусиль в перерізах залежать від жорсткостей перерізів. Із зміною жорсткостей внаслідок тріщиноутворення відбувається й перерозподіл зусиль в елементах. Таким чином, перерозподіл жорсткостей в елементах каркасу (а значить й в диску перекриття) залежить від жорсткостей на вигин та на кручення.

Більшість робіт з кручення залізобетонних елементів стосуються елементів, що мають просторові тріщини [62, 63, 64]. В дослідженнях [63, 65, 66, 67, 68, 69] показано, що нормальні тріщини суттєво чинять вплив на крутильну жорсткість елементів. Одночасно на перерозподіл зусиль між окремими плитами збірного перекриття впливають й згинальні жорсткості, й жорсткості при крученні. Отже, під час розрахунку перекриттів треба визначати й згинальні моменти, й моменти кручення. Таке визначення є можливим при врахуванні просторової роботи.

В [70] вказано, що будівель з рамною схемою на поздовжніх гранях плит влаштовувалися поздовжні пази (рис. 2.1, а). Завдяки ним при заливанні цементним розчином швів між плитами утворювалися шпонкові з'єднання. Ці з'єднання передбачалося включити до сумісного деформування (вертикального переміщення) сусідніх плит. Так відмічалось, що при більш

інтенсивному завантаженні однієї із плит до сумісних деформації включалися й сусідні плити, що розташовані були поряд із завантаженою плитою. (рис. 2.1, б, в). Навантаження могло бути локальним зосередженим, чи локальним, розподіленим по довжині. Це обумовлювало сприйняття сусідніми плитами частини місцевого навантаження та забезпечувало цілісність опорядження стелі. Отже, шпонки, виконані із цементно-піщаного розчину сприймають зсувні сили лише за вертикальним напрямком [70].

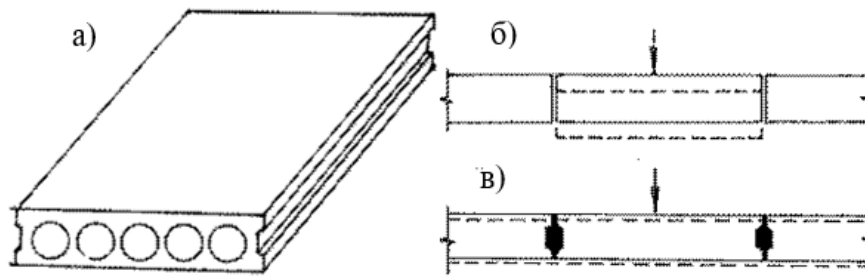


Рис. 2.1 Плита з поздовжніми пазами – а; деформації плит по вертикалі при відсутності шпонок – б; за наявності шпонок – в

### 2.1.2 Конструювання та робота збірних плит в складі диску перекриття

Типи стиків в збірних перекриттях класифікують на:

- *вертикальне стикування* торців плит з плитними елементами або з ригелями. Стикування здійснюють через бетонні шви.

- *поздовжнє стикування* між плитами;

- *горизонтальне стикування* із стінами, ригелями чи балками.

Спільна робота плит забезпечується моноліченням швів та зварюванням закладних деталей плит та зварюванням деталей опорних конструкцій, а також зварюванням анкерів сусідніх плит. З метою підвищення зчеплюваності бетону в швах з конструкціями на поздовжніх гранях плит влаштовують поглиблення. При заповненні цього поглиблення бетонним розчином утворюється шпоночний шов (рис.2.2).

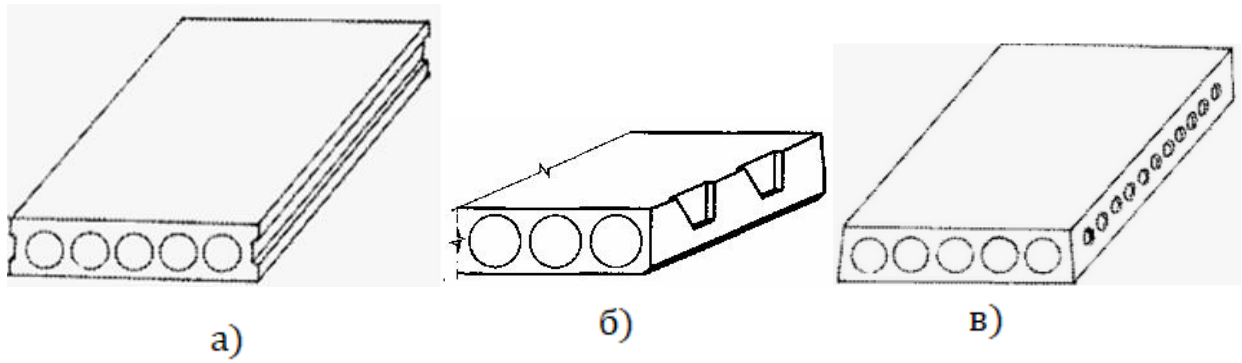


Рис. 2.2 Поздовжні шпонки в збірних плитах: поздовжні суцільні – а;  
відкриті – б; замкнені круглі – в;

У поздовжніх швах (рис.2.2) розрізняють шпонки трьох типів:

- *суцільні поздовжні шпонки* (рис. 2.2, а) Сприймають вертикальні навантаження та забезпечують спільну роботу при цих навантаженнях. Міцність цього шпоночного з'єднання при дії горизонтальних зсувних зусиль забезпечується зчепленням бетону шва з плитами.

- *шпонки, що відкриті догори* за вертикальним напрямком. Можуть бути прямими або трапецеподібними (рис. 2.2, б). Завдяки зчепленню розчину монолічення з бетоном плит шпонки включаються до роботи. Бетон монолічення при цьому обтискається. Цей тип шпоночного з'єднання забезпечує сумісну роботу плит при дії горизонтальних силових впливів. Сумісна робота плит при дії вертикальних навантажень виникає, наприклад, при влаштуванні цементно-піщаного набетонування товщиною не менше 4 см;

- *шпонки замкнені круглої форми* (рис. 2.2, в) працюють на зріз. Цей тип з'єднання забезпечує сумісну роботу плитних елементів при дії вертикальних й горизонтальних впливів до стадії руйнування.

### 2.1.3 Розрахункова кінцевоелементна модель ячейки зі збірних плит

Розглянемо фрагмент з плит перекриття (рис.2.4) на плані розкладки плит. Ячейкою перекриття називають фрагмент в диску перекриття із збірних

плит, що перекриває певний проліт та спирається на несучі конструкції (стіни, ригелі).

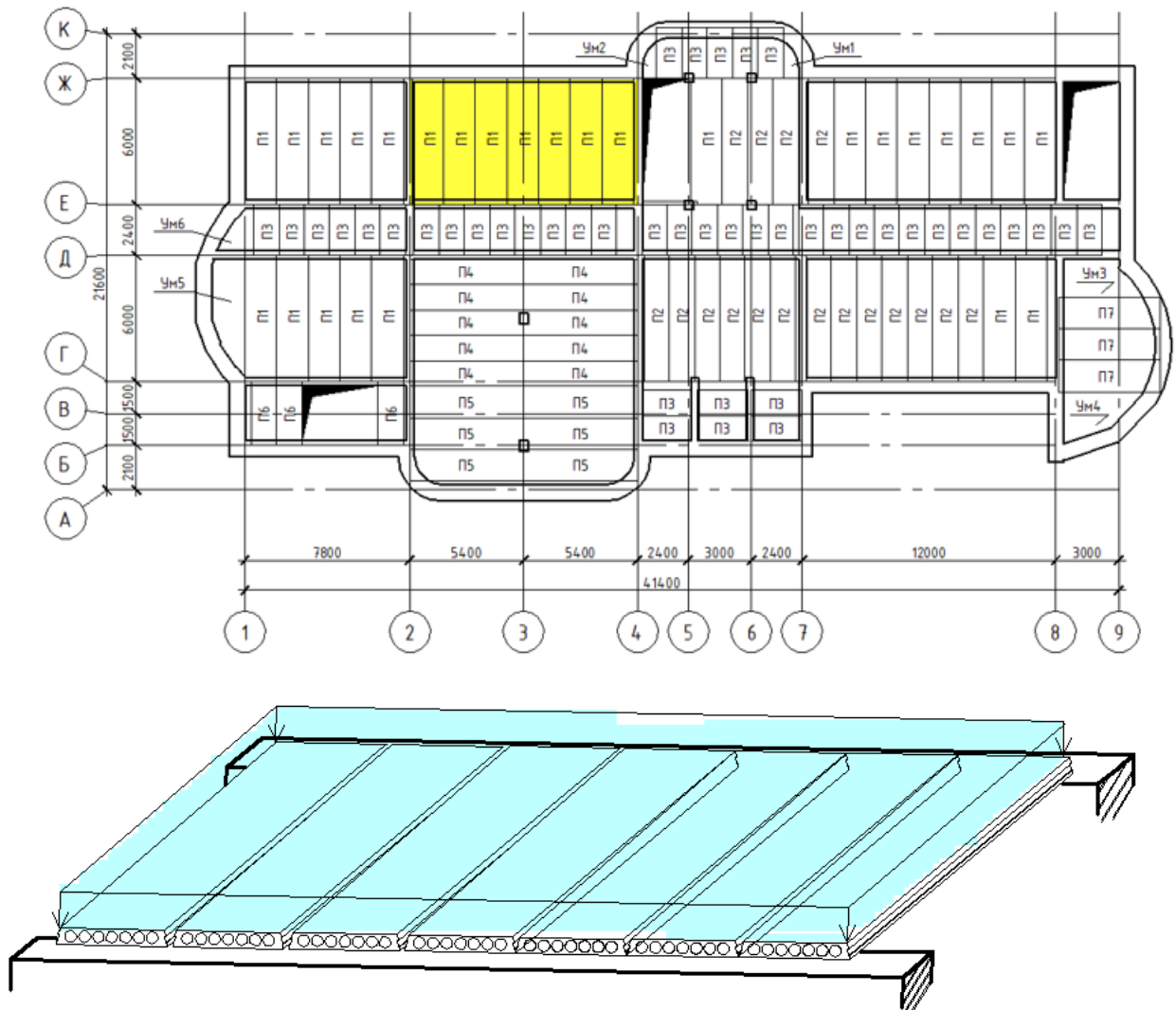


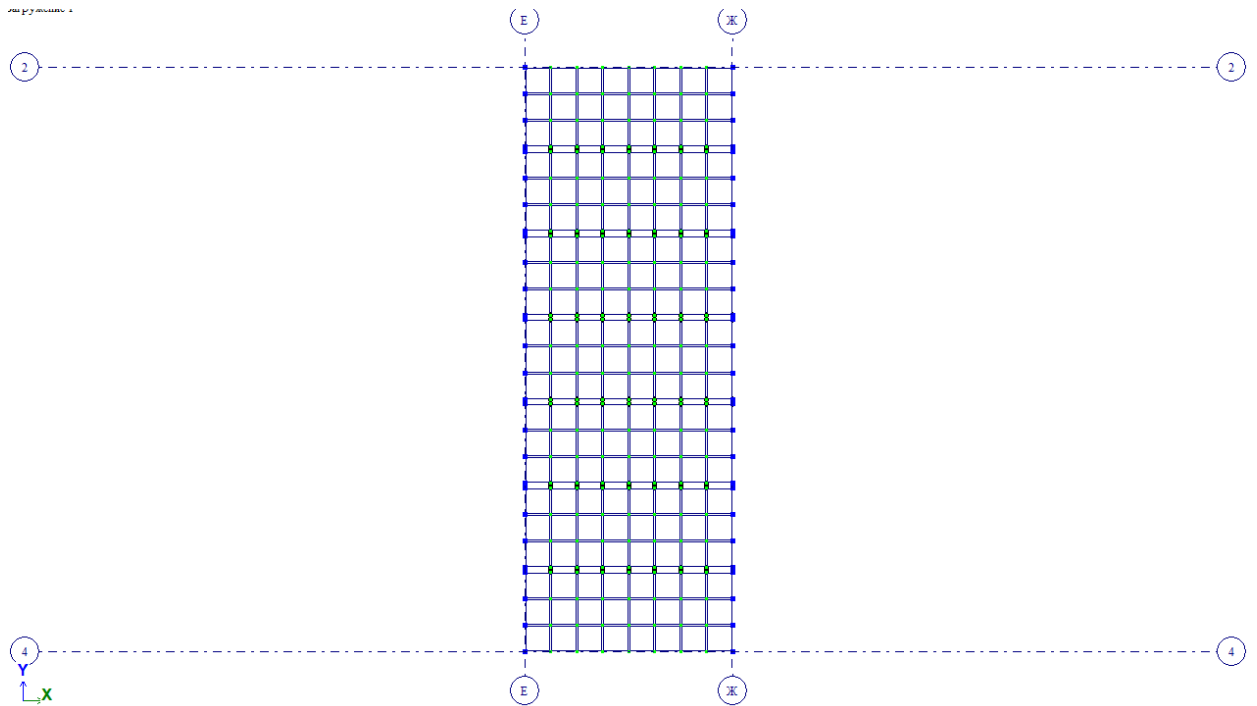
Рис.2.3 Ячейка в осях «2 – 4» та «Е – Ж», робота якої досліджується:  
вигляд в плані – а; конструктивна схема-б

Ячейка утворена із сімох збірних залізобетонних плит шириною розмірами **1,5 x 6 м**. Плити працюють за балковою схемою, тобто шарнірно спираються на несучі цегляні стіни.

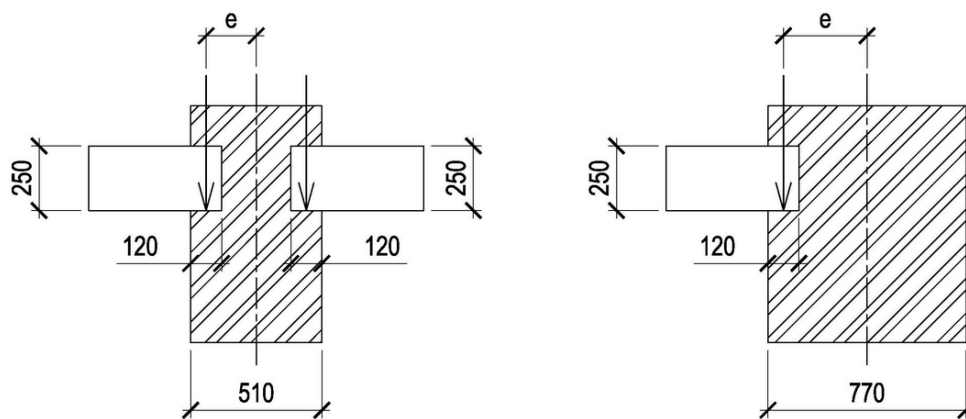
Оскільки на меті дослідження не входить розглядати спільну роботу стінової цегляної конструкції, то в кінцеелементній моделі цегляну стіну не показуємо. В іншому випадку можливо було би змоделювати стіну пластинчатими кінцевими елементами, як і збірні плити. В місці примикання (спирання) плит на стіну шарніре спирання моделюють:

- об'єднанням переміщень вузлів пластинчатих елементів стіни та плити;
- за допомогою введення вертикальних стерженьків із жорсткістю, що еквівалентна жорсткості стіни;
- шляхом призначення жорсткості крайнім елементам плити перекриття в 3 рази більшої, ніж жорсткість плити.

Отже, в роботі покажемо спирання на стіну способом завдання в крайніх вузлах торців плити шарнірних зв'язків (рис. 2.5,а)



а)



б)

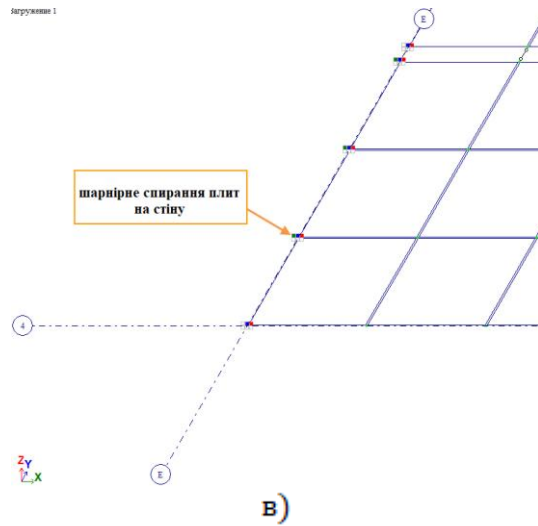


Рис. 2.5 Моделювання шарнірного спирання плит ячейки на стіни: кінцевоелементна модель ячейки із збірних багатопорожнистих плит в ПК ЛІРА – а; конструктивне вирішення опирання плит на стіни –б; введення шарнірів у вузлах КЕ моделі плит –в

Кінцевоелементна 3D модель ячейки з плит наведена на рис. 2.6.

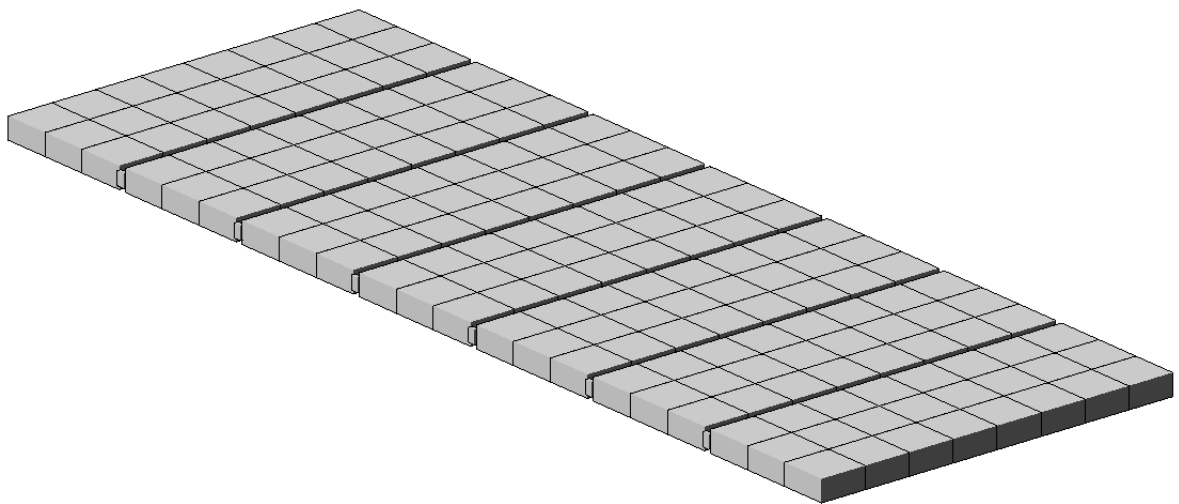


Рис. 2.6 Кінцевоелементна 3D модель ячейки з плит за рис.2.5 (а)

Як видно з п. 2.1.2 важливим є моделювання шпоночних швів між сусідніми плитами по довжині.

Спільна статична робота під наванатженням плит в ячейці обумовлена замоноліченням бокових шпонок, які розташовані на бічних гранях плит та завдяки анкеруванню плит між собою та анкерним кріпленням до несучих цегляних стін.

Замонолічення швів в **KE** моделі може також бути апроксимоване шарніром навколо осі **Oy**. У розрахунковій моделі такий шарнір можна змодельовати двома способами:

- 1) використанням опції «об'єднання переміщень вузлів»;
- 2) «розсуненням» моделі плит із пластинчатих кінцевих елементів одна від одної на відстань, що дорівнює товщині шва замонолічення та введення між плитами стрижнів із шарнірами на кінцях (рис. 2.7)

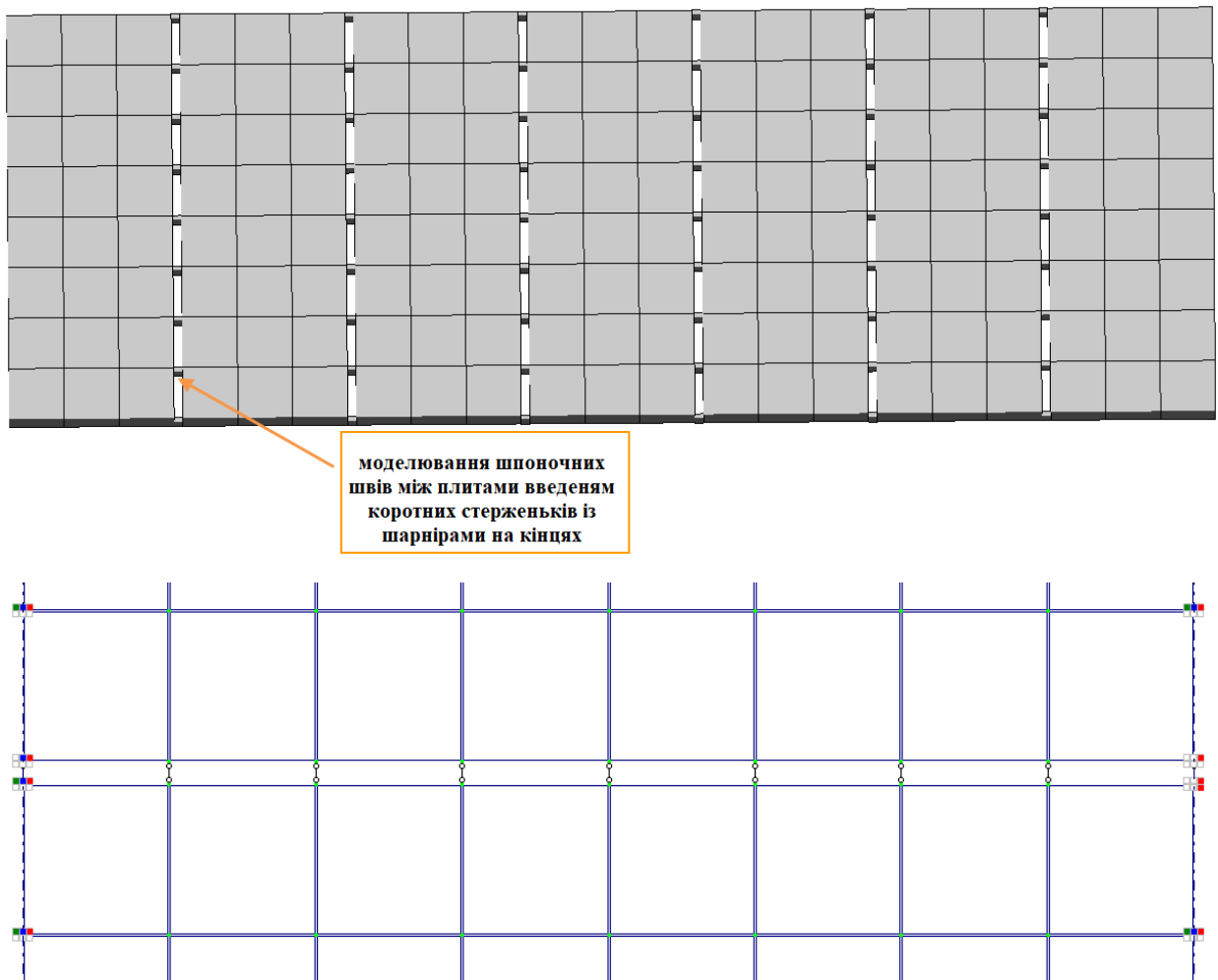


Рис. 2.7 Моделювання шпоночних швів між плитами введенням коротких стерженьків із шарнірами на кінцях

Порівняльний аналіз зусиль в плитах показав, що дві апроксимаційні моделі шпоночних швів між плитами є рівнозначними й картини напружено-деформованого стану в плитах є ідентичними. Прийmemo другий спосіб моделювання шпоночних швів між плитами (рис.2.7).

## 2.1.4 Характеристики жорсткостей кінцевоелементної моделі

Прийнято багатопорожнисті плити, збірні за серією с.1.141 – 1 в.60.63 марки ПК60.15 – 4АтУТ – а. Поперечний переріз плити ячейки наведено на рис.2.8

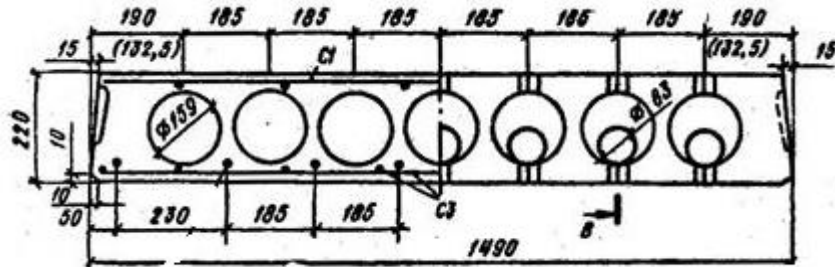


Рис. 2.8 Поперечний перетин порожнистої плити

Схема ячейки змодельовано пластинчатими кінцевими елементами №22 -«плита».

Оскільки жорсткості перерізів в поперечному та поздовжньому напрямках в плиті відрізняються, оскільки поперечний переріз ослаблено порожнинами, то задамо для пластинчатих кінцевих елементів властивості ортотропії. Отже, призначимо різну жорсткість в двох напрямках плити. Реальний поперечний переріз багатопорожнистої плити (рис.2.8) замінимо на приведений переріз типу двотавр. (рис.2.9).

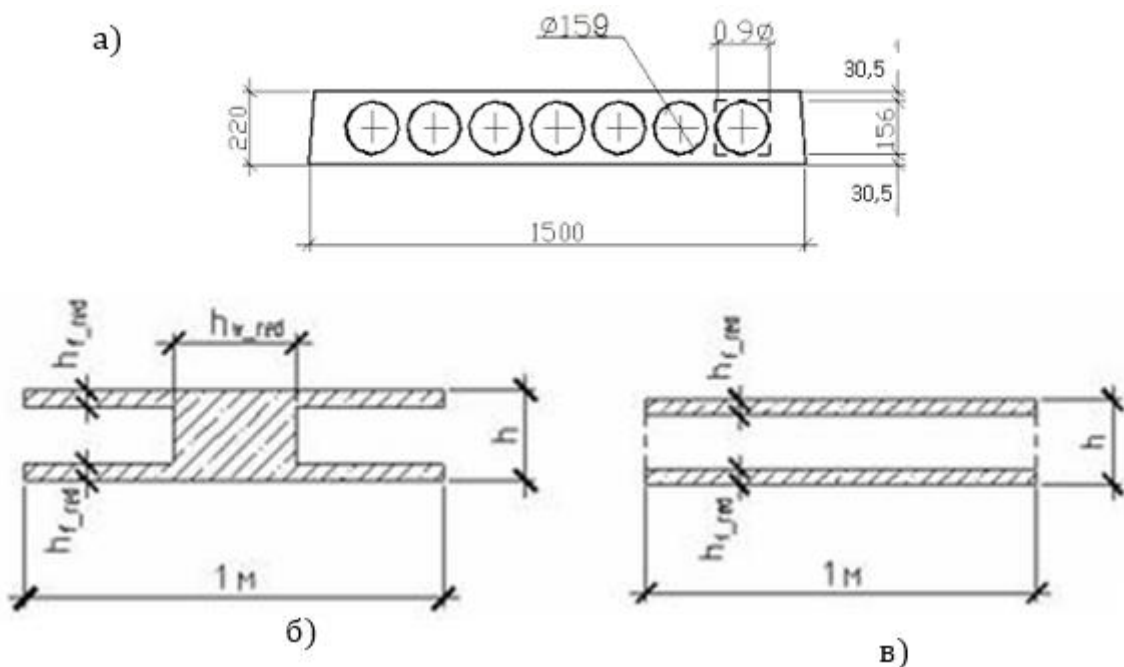


Рис.2.9 Конструктивний переріз плити (а); схема приведеного перерізу плити: приведений перетин в поперечному напрямку «у» – б; приведений перетин в поздовжньому напрямку «х» – в

Визначимо модулі пружності  $E_1 (E_{x\_red})$  та  $E_2 (E_{y\_red})$  для поперечного та поздовжнього перерізів, які є приведеними (рис. 2.8).

Проміжні розрахунки наведено в таблиці 2.1, а остаточні результати обчислень наведені в таблиці 2.2.

Таблиця 2.1.

1) Початковий модуль пружності бетону	$E_b = 30000 \text{ МПа}$
2) Модуль пружності з урахуванням непружних деформацій	$E = 0.3E_b = 9000 \text{ МПа}$
3) Коефіцієнт поперечної деформації	$\nu = 0,2$
4) Товщина плити $h = 0,22 \text{ м}$	
5) Діаметр порожнин $D = 0,159 \text{ м}$	
6) Крок порожнин $s_d = 200 \text{ мм}$	
7) Кількість порожнин на 1 м.п. ширини перерізу: $n = 1000 \cdot \left( \frac{1M}{s_d} \right);$ $n = 100 \left( \frac{1M}{s_d} \right) = 5$	(2.1)
8) Мінімальна товщина полок: $h_f = \frac{h-d}{2} = 0,031 \text{ м}$	(2.2)

<p>9) Приведена товщина поллок:</p> $h_{f\_red} = h_f + 0,0569 \cdot d; \text{ M}$ $h_{f\_red} = 0,04 \text{ M}$	<p>(2.3)</p>
<p>10) Приведена товщина стінки:</p> $h_{w\_red} = 1M - 0,3362 \cdot d \cdot n; \text{ M}$ $h_{w\_red} = 0,295 \text{ M}$	<p>(2.4)</p>
<p>11) Погонні жорсткості приведенного перерізу:</p> $D_x = 2 \left[ \frac{h_{f\_red}^3}{12} + h_{f\_red} \left( \frac{h - h_{f\_red}}{2} \right)^2 \right] \frac{E}{(1 - \nu^2)}, \frac{\kappa H \cdot M^2}{M}$ $D_x = 2 \left[ \frac{h_{f\_red}^3}{12} + h_{f\_red} \left( \frac{h - h_{f\_red}}{2} \right)^2 \right] \frac{E}{(1 - \nu^2)} = 6,133 \cdot 10^3 \frac{\kappa H \cdot M^2}{M}$	<p>(2.5)</p>
$D_y = 2 \left[ \frac{h_{f\_red}^3}{12} + h_{f\_red} \left( \frac{h - h_{f\_red}}{2} \right)^2 \right] \frac{E}{(1 - \nu^2)} + \frac{h_{w\_red} (h - 2h_{f\_red})^3}{12 \cdot 1M} E, \frac{\kappa H \cdot M^2}{M}$ $D_y = 2 \left[ \frac{h_{f\_red}^3}{12} + h_{f\_red} \left( \frac{h - h_{f\_red}}{2} \right)^2 \right] \frac{E}{(1 - \nu^2)} + \frac{h_{w\_red} (h - 2h_{f\_red})^3}{12 \cdot 1M} E = 6,753 \cdot 10^3 \frac{\kappa H \cdot M^2}{M}$	<p>(2.6)</p>
<p>12) Прирівнюючи отримані <math>D_x, D_y</math> до виразу <math>D_{x,y} = E_{x,y} \cdot \frac{h^3}{12}</math>, отримаємо приведені модулі пружності ( за напрямками <math>x, y</math>) для суцільної ортотропної плити товщиною <math>h</math>:</p> $E_{x\_red} = \frac{12D_x}{h^3}; \text{ МПа}$ $E_{x\_red} = \frac{12D_x}{h^3} = 6,912 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ $E_{y\_red} = \frac{12D_y}{h^3}; \text{ МПа}$ $E_{y\_red} = \frac{12D_y}{h^3} = 7,611 \cdot 10^3 \text{ МПа}$	<p>(2.7)</p> <p>(2.8)</p>

Таблиця 2.2. Жорсткісні характеристики приведенного перерізу плити ПК60.15 – 4АтУт – а.

Назва показника	Позначення	Одиниця виміру	Значення
Початковий модуль пружності бетону	$E_b$	МПа	30000
Модуль пружності з урахуванням непружних деформацій	$E=0,3 \cdot E_b$	МПа	9000
Коефіцієнт поперечної деформації	$\nu$		0,2
Товщина плити	$h$	м	0,22
Діаметр пустот	$D$	м	0,159
Крок порожнин	$s_d$	мм	185
Кількість порожнин на 1 м.п. ширини перерізу:	$n$	шт	5,4
Мінімальна товщина поллок:	$h_f$	м	0,031
Приведена товщина поллок:	$h_{f\_red}$	м	0,040
Приведена товщина стінки:	$h_{w\_red}$	м	0,295
Погонна жорсткість $D_x$ приведенного перерізу	$D_x$	$\frac{\kappa H \cdot m^2}{m}$	6133,12
Погонна жорсткість $D_y$ приведенного перерізу	$D_y$	$\frac{\kappa H \cdot m^2}{m}$	7625,05
Приведений модуль пружності за напрямком "x" (поздовжній напрямок)	$E_{x\_red}$	кН/м <sup>2</sup>	6912000
Приведений модуль пружності за напрямком "y" (поперечний напрямок )	$E_{y\_red}$	кН/м <sup>2</sup>	7611000
Модуль зсуву	$G$	кН/м <sup>2</sup>	122625000

Збір навантаження на 1 м<sup>2</sup> плити перекриття виконаємо в табличній формі (таблиця 2.3).

Таблиця 2.3 Збір навантаження на плиту перекриття

№ з/п	Навантаження	Характеристичне значення навантаження, кг/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаження м	Розрахункове навантаження, кг/м <sup>2</sup>
<b>1. Постійні навантаження</b>				
1.1	Лінолеум без основи, t=7мм	9,1	1,1	10,01
1.2	Монолітна стяжка – 20 мм ( $\gamma=2200$ кг/м <sup>3</sup> =22кН/м <sup>3</sup> ) $2200 \text{ кг/м}^3 \times 0,02 \text{ м} = 44$ кг/м <sup>2</sup> =0,42 кН/м <sup>2</sup>	44,85	1,3	58,305
1.3	Звукоізоляція ( $\gamma = 1200$ кг/м <sup>3</sup> ), t=40 мм	48	1,2	57,6
	<b>Постійне без врахування власної ваги плити</b>	<b>101,95</b>		<b>125,92</b>
1.4	Власна вага багатопорожнистої плити	297,65	1,1	327,42
	<b>Всього постійні навантаження:</b>	<b>399,6</b>		<b>453,3</b>
<b>2. Тимчасове навантаження</b>				
	Тимчасове навантаження	<b>150</b>	1,3	<b>195</b>
	в тому числі:			
2.1	- довготривале	35	1,3	45,5
2.2	- короткочасне	115	1,3	146,8
	<b>Всього навантаження (постійне+тимчасове)</b>	<b>549,6</b>		<b>648,3</b>

## 2.1.5 Результати статичного розрахунку ячейки перекриття, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням

Статичний розрахунок в пружній постановці ячейки перекриття за рис. 2.3, б показав наступні результати. На рис. 2.9 наведено мозаїку переміщень вузлів схеми вздовж осі Z.

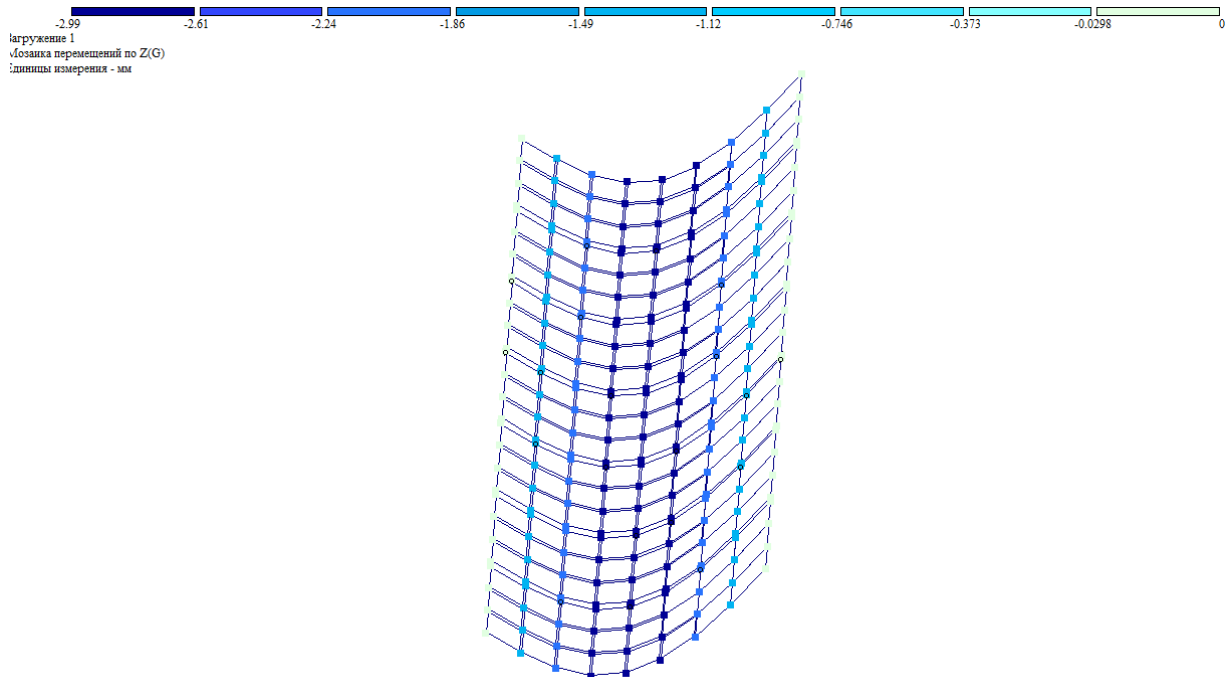


Рис. 2.10 Мозаїка переміщень вузлів схеми вздовж осі Z.

Переміщення за напрямками осей X та Y відсутні, оскільки схема завантажена лише вертикальним рівномірно розподіленим навантаженням.

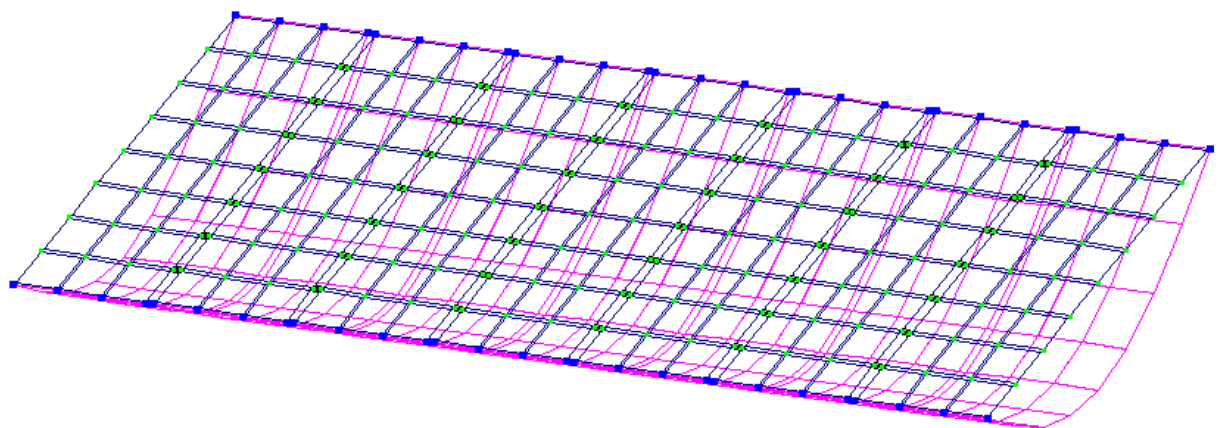


Рис 2.11 Вихідна та деформована схеми плити від вертикального рівномірно розподіленого навантаження

Епюри моментів за  $M_x$  та  $M_y$  наведено на рис.2.11.

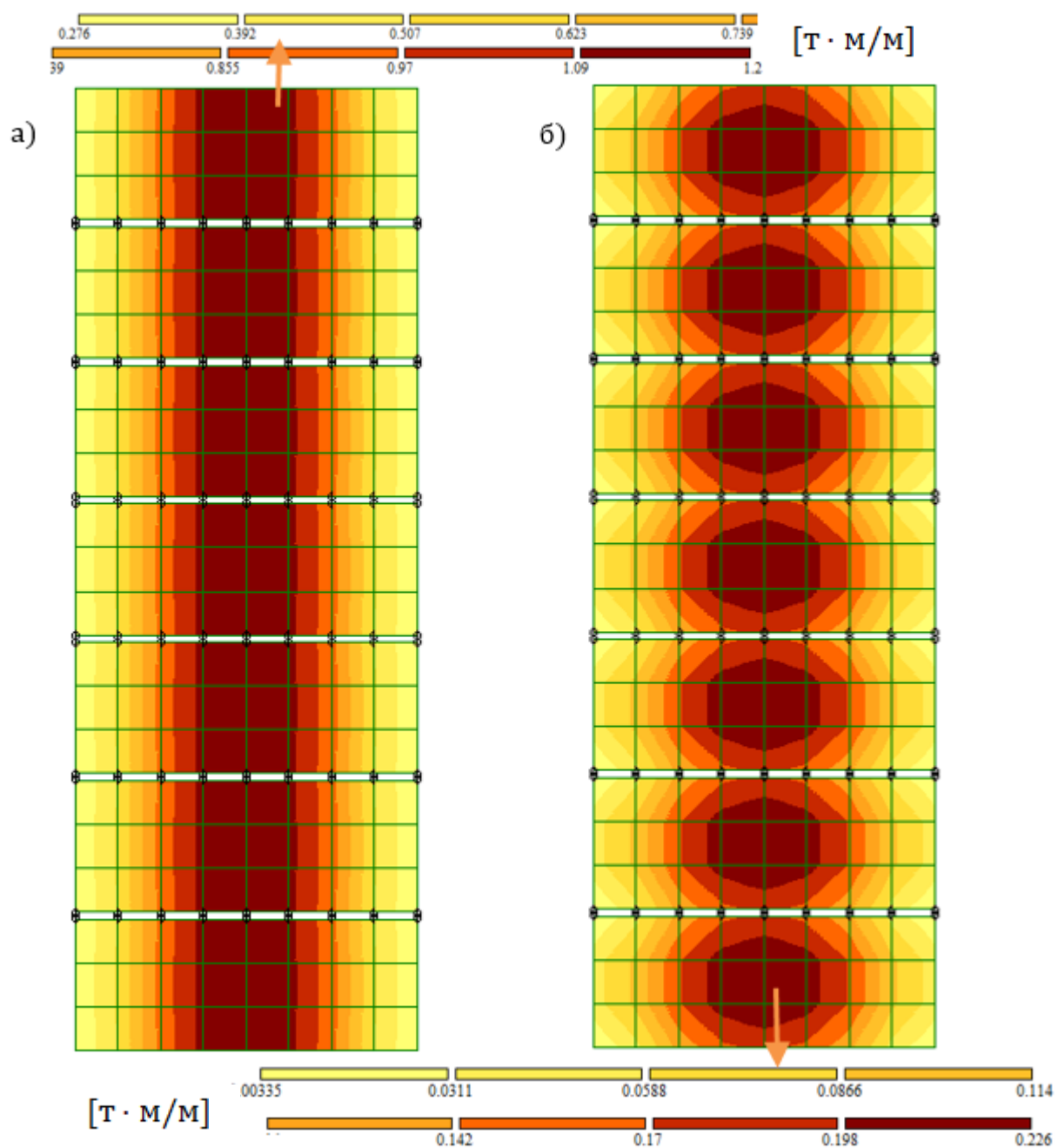


Рис 2.12 Ізополя напружень моментів вигину  $M_x$  (а) та  $M_y$  (б)

На рис. 2.13 наведено ізополя напружень від крутних моментів  $M_{xy}$ ,  
перерізуючої сили  $Q_x$

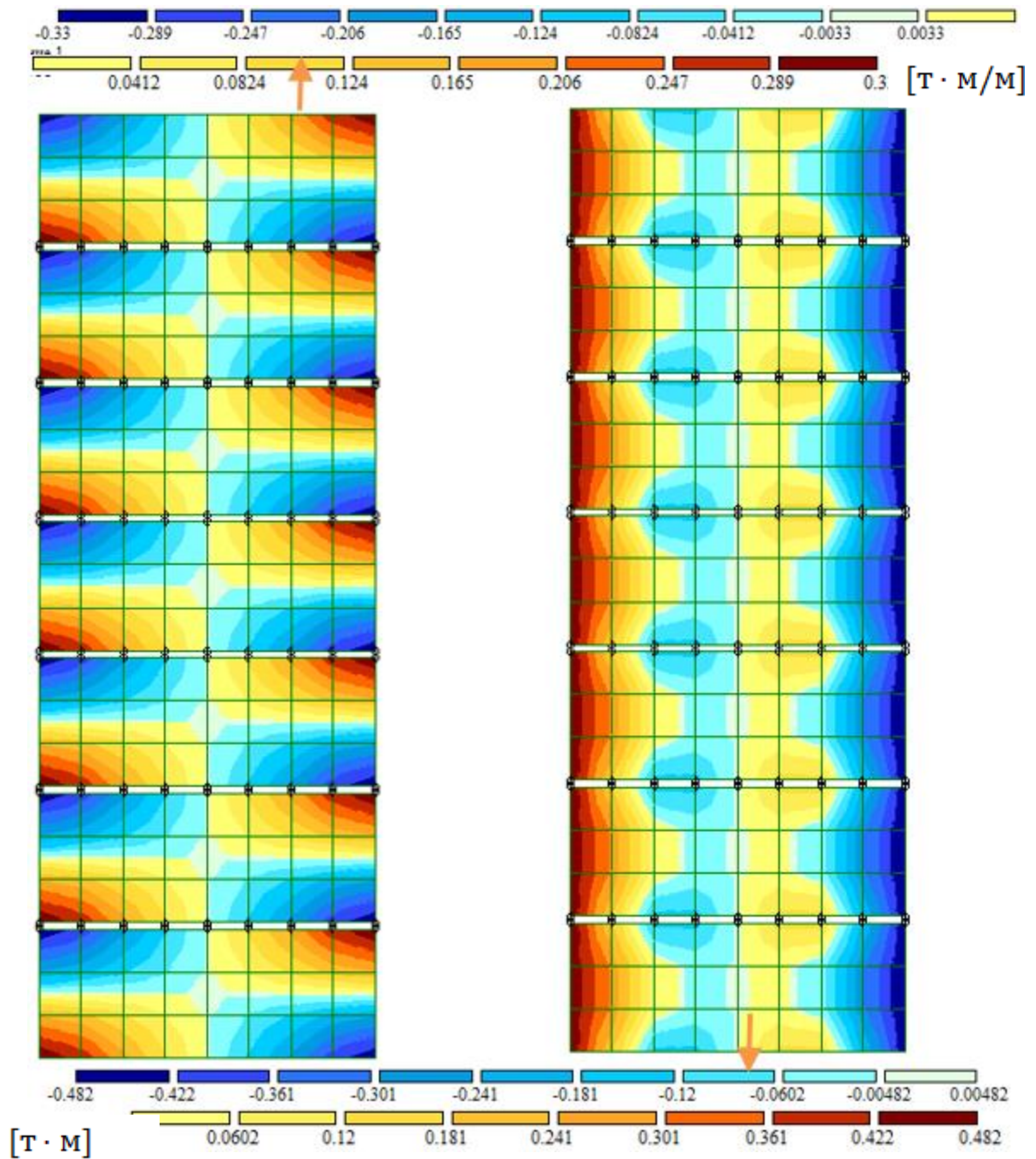


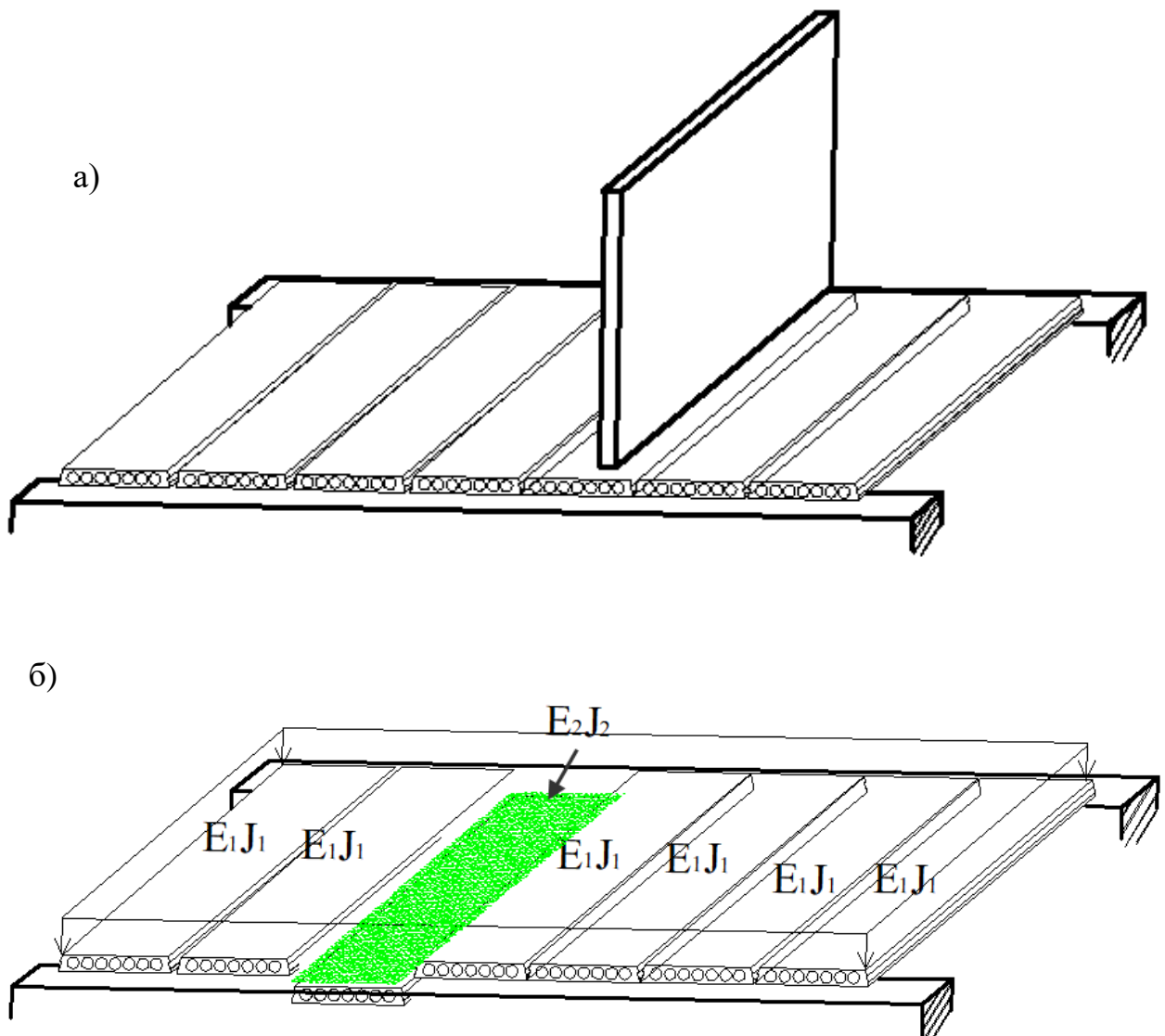
Рис 2.13 Ізополя напружень моментів кручення  $M_{xy}$  (а) та перерізуючої сили  $Q_x$  (б)

Відзначимо, що всі напруження від моментів згину, крутних моментів та перерізуючої сил в плитах ячейки, що завантажена симетрично, розподілені плавно, симетрично й рівномірно. Деформується ячейка також рівномірно.

## 2. 1. 6 Результати статичного розрахунку ячейки перекриття, що завантажена локальним навантаженням

Чинників, що призводять до перерозподілу зусиль в плитах ячейки, що працюють сумісно, може бути декілька (рис.2.14). Вони можуть виникати як декілька одразу, так і діяти кожен окремо. Серед них можна виділити такі ситуації [49]:

1. завантаження плит ячейки лінійно розподіленим локальним завантаженням (перегородка) – рис. 2.14, а
2. пошкодження та «виключення» з роботи однієї з плит ячейки – рис. 2.14, б
3. спирання крайньої плити довгим боком на стіну — рис. 2.14, в



в)

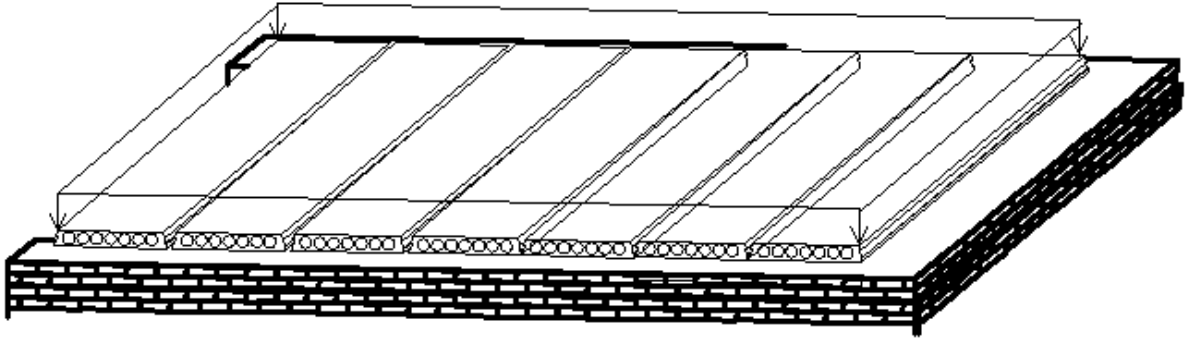


Рис. 2.14 Фактори, що призводять до перерозподілу зусиль в плитах ячейки: завантаження однієї з плит погонним навантаженням від перегородки – а; «виключення з роботи» однієї з плит ячейки – б; спирання крайньої плити довгим боком на стіну - в

### 2.1.6.1 Створення моделі ячейки за розрахунковим випадком №1

Розглянемо такий чинник, як лінійно розподілене локально прикладене навантаження на одну з плит ячейки (рис.2.14,б) . Встановлення перегородки на одну з плит викликає перерозподіл зусиль в плитах ячейки перекриття. Ячейка може бути завантажена локально та несиметрично й в декількох місцях (рис.2.14,а).



Рис. 2.15 Влаштування перегородок на збірній багатопорожнистій плиті  
Отже, змодельюємо навантаження від перегородки, що влаштована на другій від лівого краю ячейки плиті. Перегородка розташована вздовж плити (рис.2.17) як рівномірно розподілене погонне навантаження.

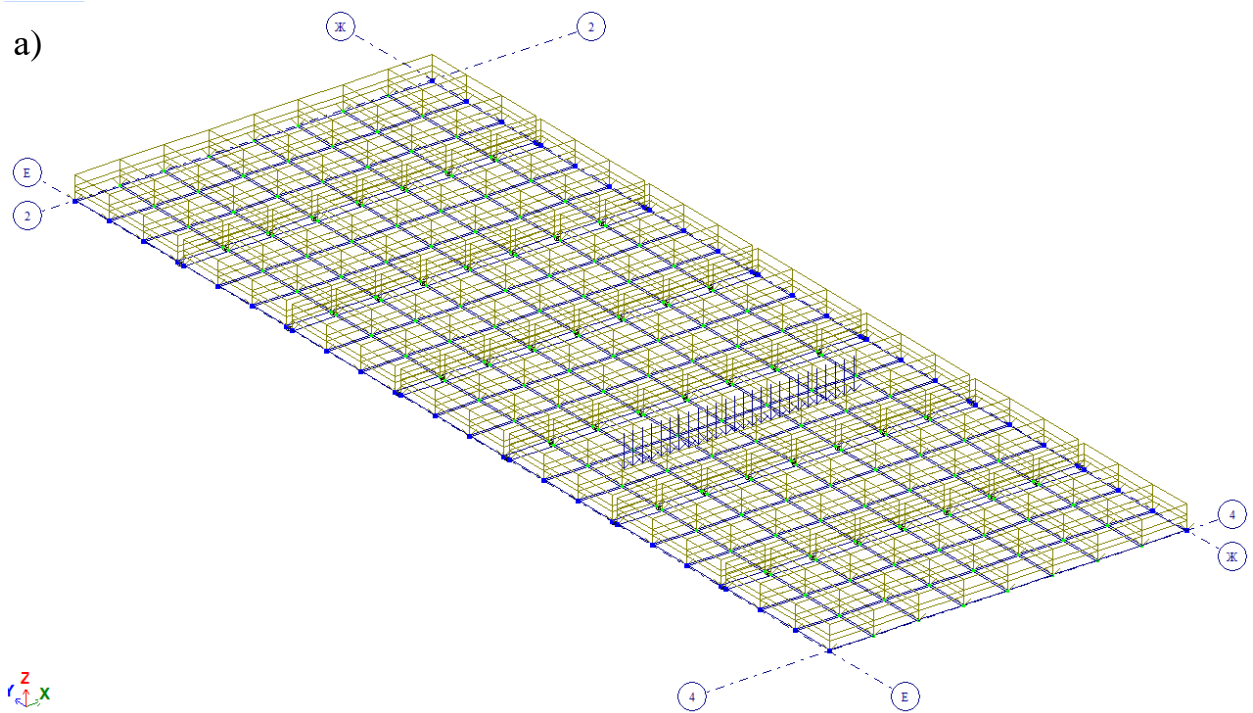


Рис.2.17 Моделювання навантаження від перегородки на ячейку з плит за рис. 2.15

Отже, завантажимо третю від нижнього краю ячейки в плані плити вздовж довгої її сторони по середині плити (рис. 2.17,б ) вузловим навантаженням  $P = 0,75$  т, яке прикладено на відстані  $\frac{l}{12} = \frac{3,88}{12} = 0,32$  м, змодельовавши 40% ваги перегородки. Решту 60% ваги перегородки за допомогою інструмента «навантаження-штамп» задамо як лінійно розподілене по довжині навантаження на пластину з інтенсивністю  $q = 0,53$  т/м з кроком тріангуляції 0,1 м [2].

### 2. 1. 7 Порівняння НДС вихідної схеми та НДС схеми за випадком розрахунку №2

Після виконання статичного розрахунку плити, завантаженої локальним навантаженням (рівномірно розподілене навантаження + локальне навантаження) отримали такі результати.

Мозаїку вертикальних переміщень вузлів та деформовану схему наведено на рис.2.18.

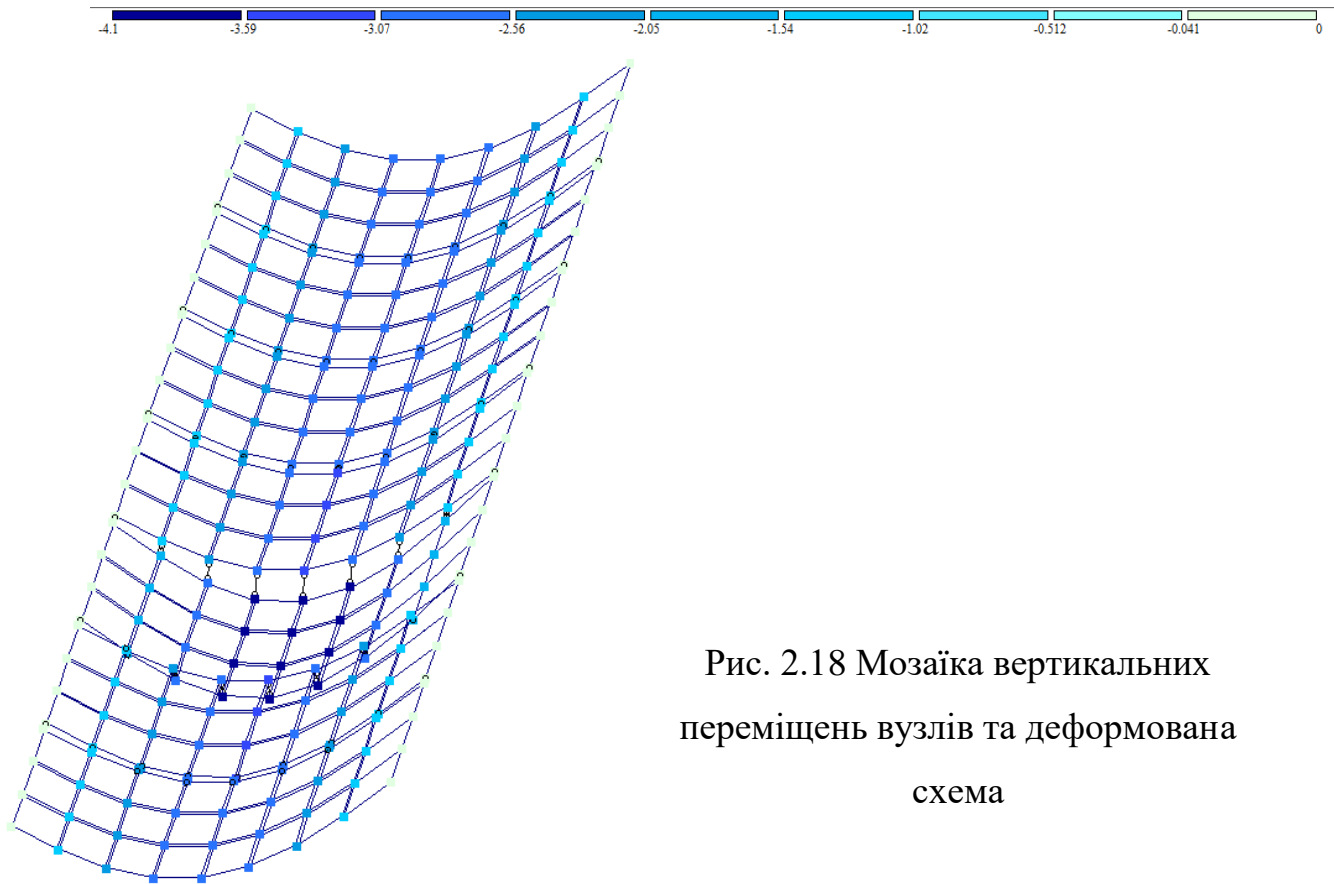


Рис. 2.18 Мозаїка вертикальних переміщень вузлів та деформована схема

Ізополя напружень за  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$ ,  $Q_{xy}$  порівняльні графіки цих зусиль для вихідної схеми за рис.2.3 та для схеми за рис.2.17(a) наведено на рис.2.19.

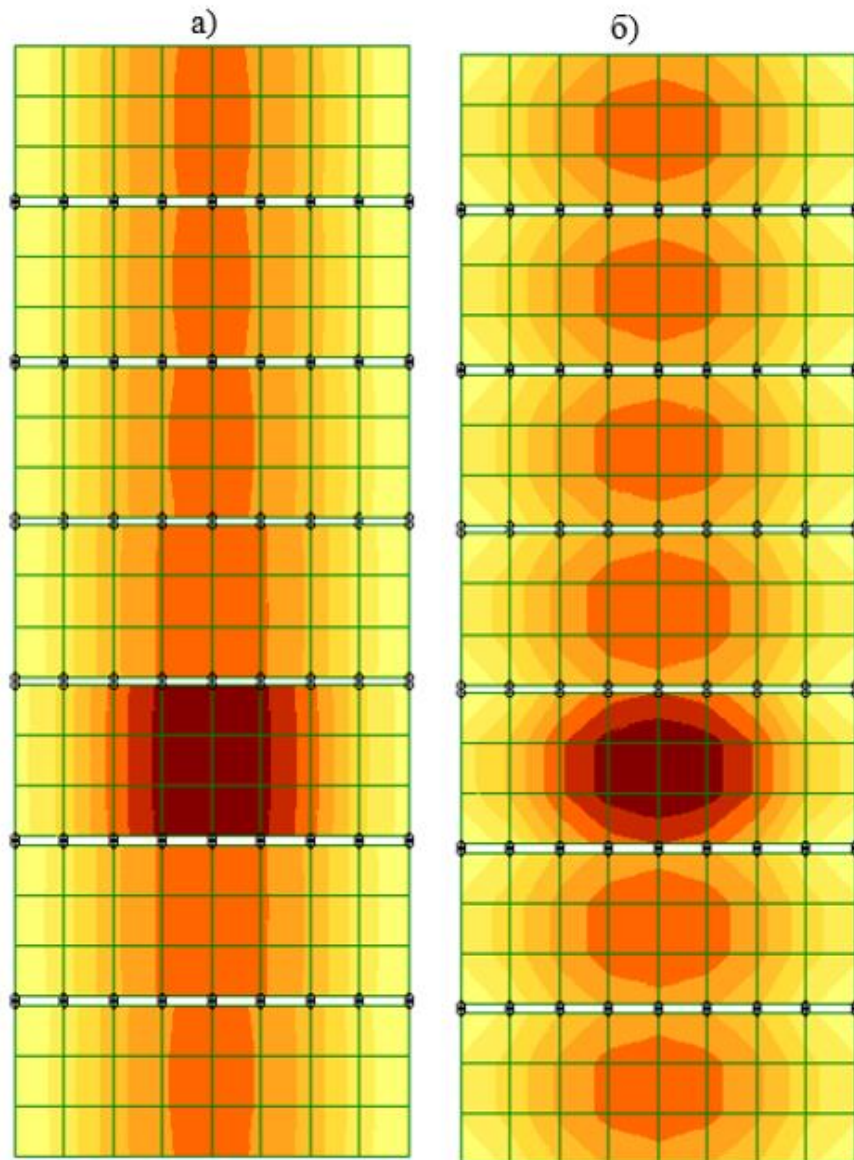
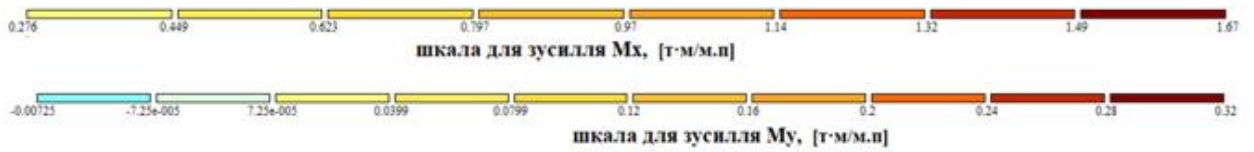


Рис.2.19 Ізополя напружень для погонних моментів вигину при локальному завантаженні за  $M_x$  – а;  $M_y$  – б

На рис. 2.20 наведено ізополя напружень для погонних крутних моментів за  $M_{xy}$  ізополя для перерізуючої сили  $Q_x$ .

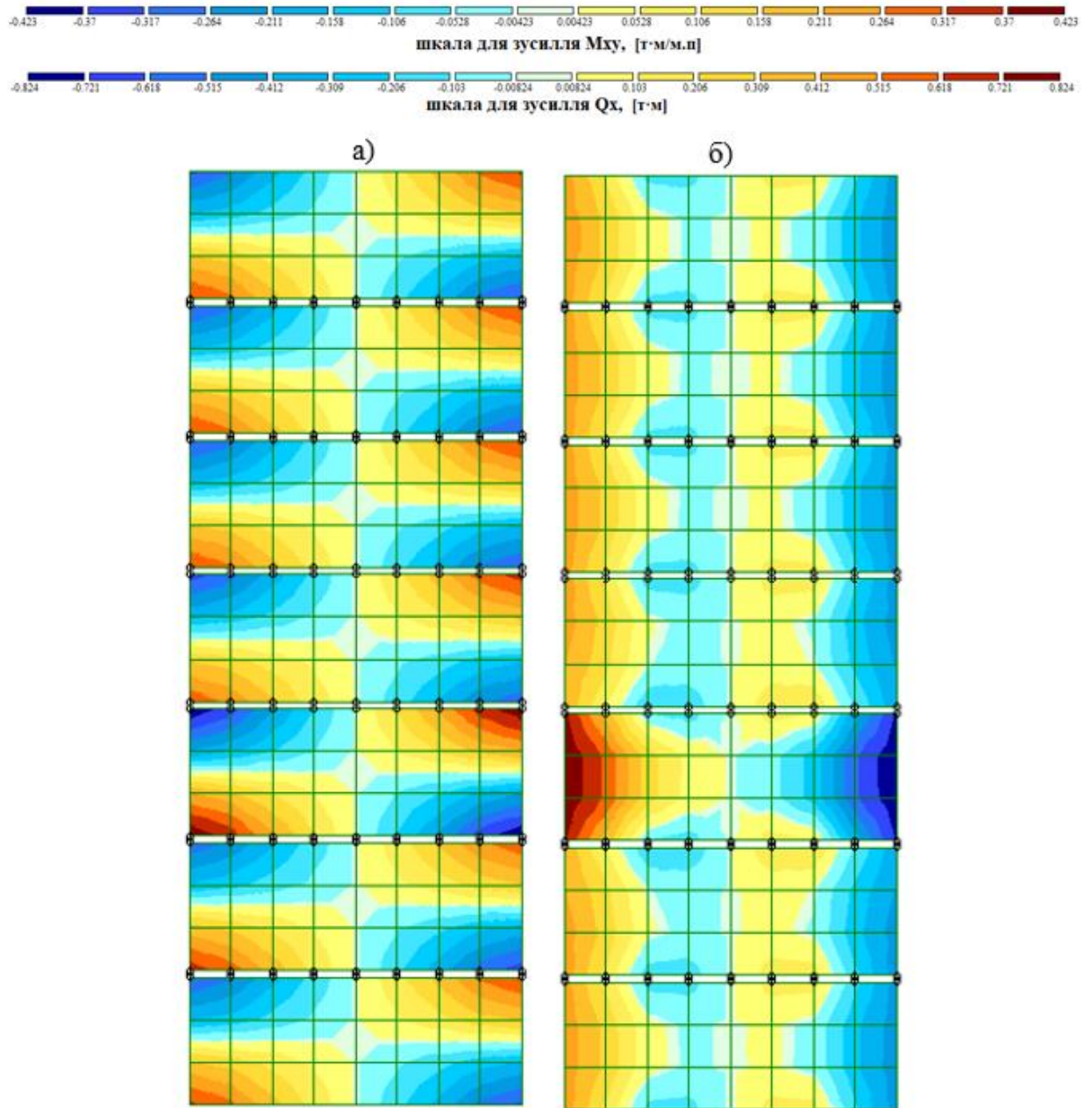


Рис.2.20 Ізополя напружень для погонних крутних моментів при локальному завантаженні за  $M_{xy}$  – а; ізополя для перерізуючої сили  $Q_x$  – б

Ізополя переміщень вузлів схеми вздовж осі  $Z$  для ячейки з плит з перегородкою та переміщень вузлів вздовж осі  $Z$  в поздовжньому перерізі плити наведено на рис.2.21.

а)

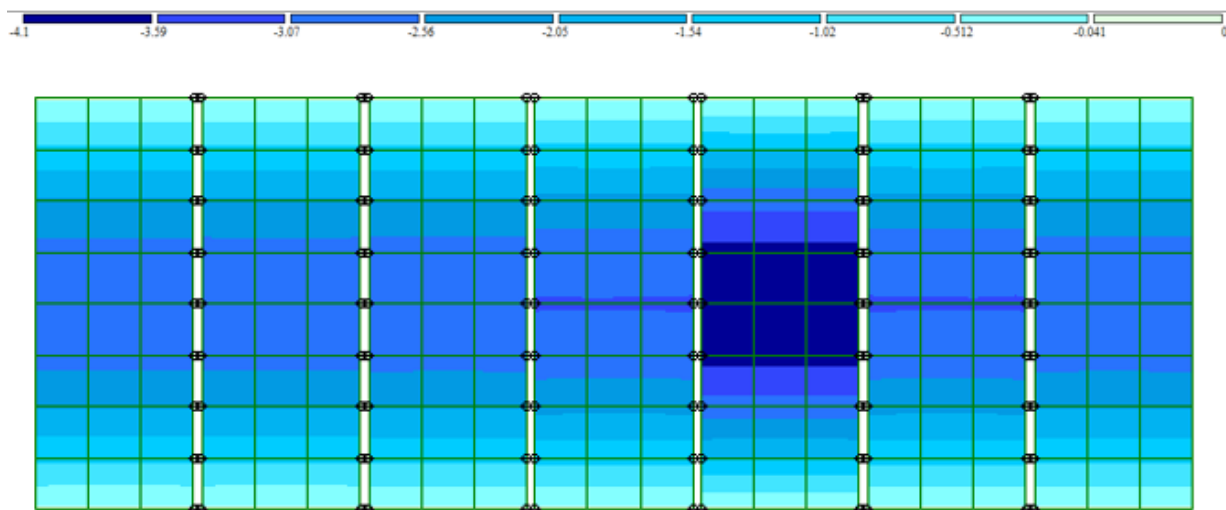


Рис.2.21 Ізополя переміщень вузлів схеми вздовж  $Z$  – а; графіки переміщень вузлів вздовж осі  $Z$  в поздовжньому перерізі плити –б

Так, із графіків видно, що найбільший прогин в ячейці без завантаження локальним навантаженням складає 2,98 мм, а в ячейці, що завантажена перегородкою, - 4,1 мм. Різниця становить 37,6%.

В табл. 2.4 наведено максимальні різниці в зусиллях, що виникають в ячейці без завантаження локальним навантаженням та в ячейці, що завантажена перегородкою.

Таблиця 2.4 Максимальні зусилля, що виникають в плитах при рівномірному завантаженні ячейки та при локальному її завантаженні

Назва зусилля	Один. виміру	Рівномірне завантаження	Рівномірне завантаження+вага перегородки	Різниця, %
$M_x$	кН·м/м.п.	12	16,7	39,17
$M_y$	кН·м/м.п.	2,26	3,2	41,6
$M_{xy}$	кН·м/м.п.	3,3	4,23	28,18
$Q_x$	кН/м.п.	4,8	8,24	71,7
$Q_y$	кН/м.п.	2,14	4,21	96,7

Отже, як видно із графіків на рис.2.20–2.24, влаштування перегородки, що є локальним навантаженням на ячейку перекриття із збірних плит, значно

впливає на перерозподілення внутрішніх сил в сусідніх плитах ячейки. Моменти згину за  $M_x$  та  $M_y$  суттєво збільшилися в плиті, на яку встановлена перегородка – на **39,17%** та **41,6%** відповідно.

Момент вигину в площині роботи шарнірно обпертої плити  $M_x$  суттєво зріз в усіх плитах ячейки, а найбільше на **39,2%** у плиті, що завантажена локально перегородкою.

Можна відзначити нерівномірний характер розподілення моментів вигину в плитах, що є сусідніми з плитою, що завантажена локально. можна прослідкувати на графіках. Моменти вигину  $M_y$  мають подібну тенденцію до збільшення в усіх плитах ячейки: в середньому на **37,8%** моменти збільшилися у сусідніх плитах, а в плиті, що завантажена перегородкою – на **41,6%**.

Наявність локального навантаження на одній із плит не викликає змін моментів кручення  $M_{xy}$  в приопірних зонах всіх плит ячейки (рис. 2.22, б), але моменти кручення по середині прольоту плит істотно зростають (рис. 2.22,а) – до **28,8%**.

Поперчена сила  $Q_x$  в середині прольоту кожної плити ячейки зменшилася від **33,4%** до **71,7%**, але в приопірних зонах плит  $Q_x$  є вона майже не змінилася. Локальне зростання сили на **71,7%** спостерігається в плиті, на яку спирається перегородка (рис.2.24, б).

Поперчена сила  $Q_y$  однаково змінюється, як в середині прольоту, так й в приопірних її зонах. В локально навантаженій плиті ця сила збільшується до **96,7%**.

Максимальні переміщення вузлів збільшились в **1,37** рази або на **1 мм** (з **2,97 мм** до **4,1 мм**).

### 2.1.8 Висновки

1. Результати числових досліджень доводять факт суттєвого перерозподілу зусиль в плитах ячейки. Моменти згину  $M_x, M_y$  збільшуються в усіх плитах ячейки. Окрім завантаженої перегородкою плити, в усіх плитах, вони зросли рівномірно й на

однакове значення. В плиті, на яку влаштована перегородка, моменти  $M_x$  та  $M_y$  зростають скачкоподібно. Крутні моменти  $M_{xy}$  зменшилися в 1,28 разів лише в середині прольоту кожної з плит ячейки. Крутні моменти в приопірних зонах не змінилися.

2. На простому прикладі показано, що в фрагменті перекриття із збірних шарнірно обпертих плит, які, зазвичай, розраховуються за балочною схемою, мають місце не лише моменти згини, але й крутні моменти. Отже, прийняття до уваги крутильних жорсткостей поперечних перерізів плит є дуже важливим й актуальним завданням.
3. Отже, констатовано факт сумісної роботи збірних плит перекриття, які з'єднано між собою швом замоноличування. Розрахунок з урахуванням спільної роботи надає можливість більш точно визначати зусилля в елементах ячейки, а отже, більш раціонально запроектувати ці елементи.

## 2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний»

### Характеристика споруди

Готель малої місткості будується у місті Суми по вулиці по Герасима Кондратьєва. Ця будівля є безкаркасною. Несучою конструкцією є цегляна стіна. В будівлі передбачено три поверхи: перший висотою **3,3 м**, другий та третій - по **3,0 м**. Будівля має двоскатну ламану покрівлю.

### Характеристика місця будівництва

Будівельний майданчик розташовано в м. Суми. Майданчик знаходиться в **I** кліматичному районі.

Таблиця 2.1 Середня температура повітря

Місяці	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
t <sup>0</sup> C	-7.7	-6.4	-1.1	7.9	14.9	18.0	19.2	18.2	13.0	6.6	0.6	-4.1

Графік змін середньої температур и по місяцях

Сніговий район – **5 – й**.

Характеристичне значення ваги снігу – **1670 МПа**.

Вітровий район – **2 – й**.

Нормативний тиск вітру – **450 МПа**.

Тип місцевості – **IV** – міські території, на яких принаймні **15%** поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад **15 м**.

### 2.2.1 Розрахунок фундаменту

#### 2.2.1.1 Збір навантаження на фундамент

Ширина стрічкового фундаменту залежить від ширини стін та ваги надземної частини будівлі, а також й від типу ґрунту. Міцність й довговічність фундаменту напряму залежать від класу бетону, що було прийнято при проектуванні фундаменту. [28, с.15].

Визначення навантаження на фундамент під зовнішню стіну по осі «И» наведено в таблиці 2.1

Таблиця 2.1 Збір навантаження на  $1\text{ м}^2$  фундаменту по осі «И»

№ з/п	Навантаження	Характеристичне значення навантаження, Па	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, Па
<u>1.Покриття</u>				
1	Металочерепиця	50	1,1	55
2	Обрешітка	53	1,1	58,3
3	Кроква	160	1,1	176
4	Власна вага пористої плити	3000	1,1	3300
5	Шар цементного розчину М50 з $g=1200\text{ кг/м}^3$ , $t=40\text{ мм}$	480	1,2	576
6	Утеплювач з мінераловатних плит Профітеп $g=0,25\text{ кН/м}^3$ , $t=150\text{ мм}$	300	1,2	360
7	Шви замоноличування	20	1,1	22
8	Водоізоляційний килим	100	1,1	110
	Разом навантаження	4163	9	4657,3
<u>2.Перекрыття</u>				
1	Керамічна плитка $t=0.01\text{ м}$ , $p=1800\text{ кг/м}^3$	180	1,1	198
2	Гідро та звукоізоляція $t=0.005\text{ м}$ , $p=150\text{ кг/м}^3$	7,5	1,2	9
3	Стяжка з цементнопіщаного розчину $t=0.015\text{ м}$ , $p=900\text{ кг/м}^3$	135	1,1	148,5
4	Власна вага пористої плити	3000	1,1	3300
	Разом навантаження	3322,5	4,5	3655,5
	Разом навантаження від перекрыттів 1.2.3 поверхів та над підвалом	13290	18	14622

<u>3. Стіна</u>				
1	Цегляна кладка	100800	1,1	110880
2	Утеплювач	89,6	1,2	107,52
3	Оштукатурення мінеральна штукатурка Ceresit СТ 137	504	1,2	604,8
4	Кладка з блоків стін підвалу	24000	1,1	26400
5	Монолітна залізобетонна смуга	3200	1,2	3840
	Разом стіна	128593,6	5,8	141832,32
<u>4. Тимчасове навантаження</u>				
1	Тимчасове навантаження	1500	1,2	1800
2	довготривале	350	1,2	420
3	короточасне	1150	1,2	1380
	Всього навантаження на фундамент	147546,6	34	162911,62

### 2.2.1.2 Визначення розрахункового опору ґрунту

Ширина стрічкового фундаменту  $b = 0,8$  м. Глибина закладання подошви фундаменту  $1,2$  м. Підлога підвалу знаходиться на глибині  $0,3$  м. Довжина будівлі  $L = 41,4$  м,  $H = 17,0$  м. До глибини  $1,52$  м залягає шар піску пилюватого з коефіцієнтом пористості  $e = 0,666$  й з природною щільністю  $\rho_1 = 1910$  кг/м<sup>3</sup>. Нижче шар супіску з коефіцієнтом пористості  $e = 0,618$ , показник текучості  $J_L = 0,6$  й з природною щільністю  $\rho_2 = 2100$  кг/м<sup>3</sup>. В підвалі бетонна підлога товщиною  $h_{cf} = 0,1$  м й щільністю  $\rho_c = 2200$  кг/м<sup>3</sup>, відстань від подошви фундаменту до низу конструкції підлоги в підвалі  $h_s = 0,5$  м.

На рис.2.1 наведено інженерно-геологічний розріз майданчику.

## Інженерно-геологічний розріз 1-1

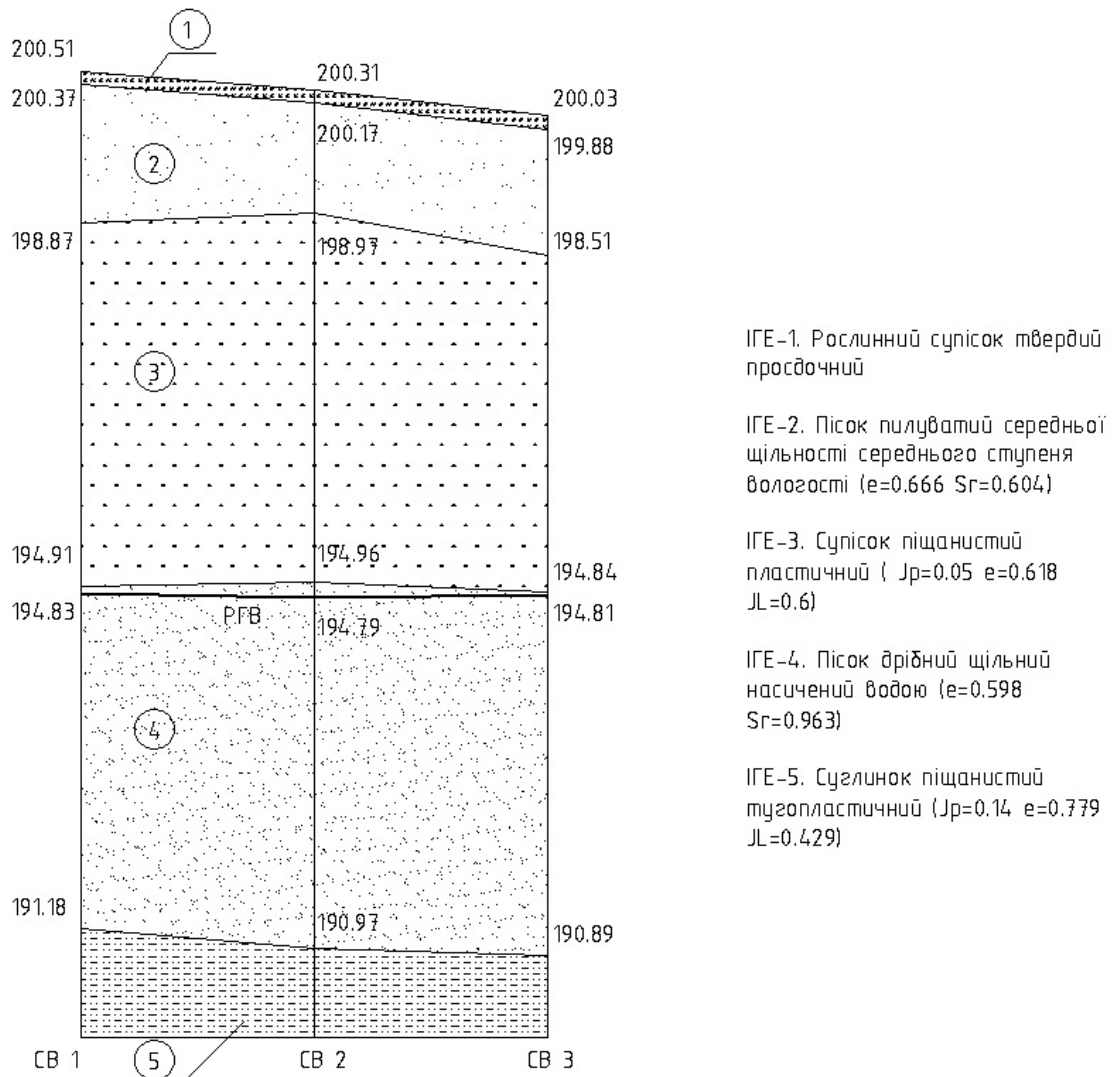


Рис.2.1 Інженерно-геологічний розріз 1 – 1

Для піску з  $e = 0,666$  знаходимо  $\varphi_n = 30^\circ$  і  $c_n = 0,004$  МПа. Далі для  $\varphi_{II} = 30^\circ$  знаходимо безрозмірні коефіцієнти  $M_y = 1,15$ ,  $M_q = 5,59$  та  $M_c = 7,95$ . Визначаємо співвідношення  $L/H = 41,1/17 = 2,4$  та знаходимо коефіцієнти  $\gamma_{c1} = 1,25$  та  $\gamma_{c2} = 1,1$ , також вводимо коефіцієнт  $k = 1,1$ .

Вирахуємо питому вагу  $\gamma_1 = 10 \cdot 1910 = 0,0191$  МН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_2 = 10 \cdot 2100 = 0,02$  МН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_{cf} = 10 \cdot 2200 = 0,022$  МН/м<sup>3</sup>. Вище підосви фундаменту буде залягати пісок  $\gamma'_{II} = 10 \cdot 1910 = 0,0191$  МН/м<sup>3</sup>. Оскільки будівля з підвалом, то приведена глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу буде становити:

$$d_1 = 0,5 + 0,1(0,022/0,0191) = 0,61 \text{ м}$$

Глибина підвалу дорівнює

$$d_b = 1,20 - 0,61 = 0,59 \text{ м}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left( M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right)$$

$$R = ((1,25 \cdot 1,1)/1,1)(1,15 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,0191 + 5,59 \cdot 0,61 \cdot 0,0191 + (5,59 - 1)0,59 \cdot 0,0191 + 7,95 \cdot 0,004) = 0,45 \text{ МПа.}$$

### 2.2.1.3 Визначення основних розмірів стрічкового фундаменту

Характеристичне навантаження буде дорівнювати  $N = 147,5$  кН, а розрахункове  $N_p = 162,9$  кН.

Отже, середній тиск під подошвою фундаменту буде дорівнювати:

$$P_{cp} = 147,5 / (0,8 \cdot 1) = 184,4 \text{ кПа} = 0,185 \text{ МПа}$$

Умова  $P_{cp} < R$  виконана. Отже, приймаємо ширину фундаменту під зовнішню стіну **0,8 м**.

### 2.2.1.4 Визначення осідання стрічкового фундаменту

Для приблизного визначення осідання фундаменту використовуємо експрес-метод (І. О. Розенфельда), відповідно до якого:

$$S = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(p - \sigma_{zg0})b}{E_{\tau}}$$

де  $\eta$  – співвідношення сторін фундаменту  $\eta = l/b$  (для стрічкового фундаменту  $\eta = 10$ );

$p$  – середній тиск по подошві фундаменту;

$\sigma_{zg0}$  – природне напруження в ґрунті на рівні подошви фундаменту;

$E_{\tau}$  – середнє значення модуля деформації ґрунтів, що залягають нижче від подошви фундаменту.

$$S = 1,44 \cdot \frac{10}{10+1} \cdot \frac{162,9-19,1}{18000} = 0,01 \text{ м} = 1,0 \text{ см}$$

Для цегляної будівлі гранична осадка знаходиться в межах **10–12 см**.

Отже, умова виконана.

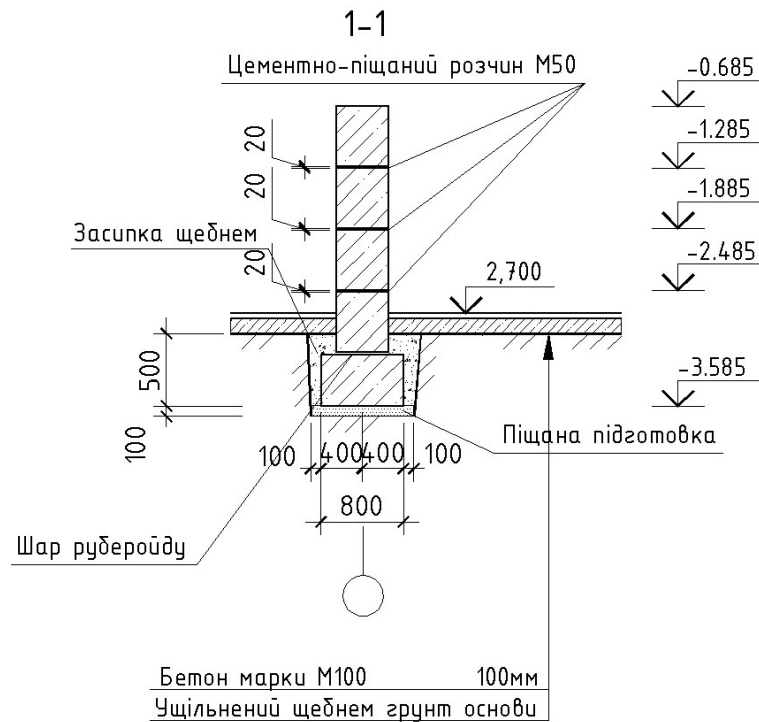


Рис.2.2 Переріз стрічкових фундаментів 1–1

## 2.2.2 Розрахунок й конструювання однопролітної монолітної залізобетонної балки БМ-1.

Для спирання пустотних панелей приймається переріз балки висотою  $h_a = 30$  см. Балка виконується монолітна без попереднього напруження арматури.

$$\text{Висота перерізу звичайного ригеля } h_g \approx \left( \frac{1}{15} \dots \frac{1}{10} \right) l_g.$$

### 2.2.2.1 Вихідні дані

Характеристичні та розрахункові навантаження на  $1 \text{ м}^2$  перекриття приймаються ті ж, що й при розрахунку панелі перекриття. Балка шарнірно обперта на консолі колон,  $h_a = 30$  см. Розрахунковий проліт:

$$l_0 = l_g - b - 2 \times 20 - 2 \times 70 = 3000 - 400 - 40 - 140 = 2420 \text{ мм} = 2,42 \text{ м}, \text{ де}$$

$l_g$  – проліт ригеля в осях;  $b$  – розмір перерізу колони;  $60$  – приведена відстань прикладення навантаження від балки.

Розрахункове навантаження на  $1 \text{ м.п}$  довжини балки визначаються з

вантажної смуги, рівної  $(6 + 2,4)/2 = 4,2$  м.

Постійне навантаження ( $g$ ):

- від перекриття з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будинку:  $\gamma_n = 0,95$

$$g = 9000 \cdot 4,2 \cdot 0,95 = 35910 \text{ Н / м} = 35,91 \text{ кН / м};$$

- від ваги балки:

$$g_s = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ кН / м},$$

де  $25 \text{ кН/м}^3$  – щільність залізобетону.

З урахуванням коефіцієнтів надійності по навантаженню  $\gamma_f = 1,1$  й за призначенням будівлі  $\gamma_n = 0,95$ :

$$g_a = 2,25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,35 \text{ кН/м.}$$

**Разом:**  $g + g_a = 35,91 + 2,35 = 38,26 \text{ кН/м.}$

### 2.2.2.2 Визначення зусиль в балці

Розрахункова схема – однопрогінна шарнірно обперта балка прольотом  $l_0$ . Обчислюємо значення максимального згинального моменту  $M$  и максимальної поперечної сили  $Q$  від повного розрахункового навантаження:

$$M = \frac{(g + q) \cdot l_0^2}{8} = \frac{38,26 \cdot 2,42^2}{8} = 28,0 \text{ кНм};$$

$$Q = \frac{(g + q) \cdot l_0}{2} = \frac{38,26 \cdot 2,42}{2} = 46,3 \text{ кН.}$$

*Характеристики матеріалів балки:*

*Бетон* – важкий класу по міцності на стиск **C12/15**.  $f_{cd} = 8,5$  МПа,  $f_{ctd} = 0,73$  МПа (при коефіцієнті умов роботи бетону  $\gamma_{b2} = 0,9$ ).

*Арматура:*

- поздовжня напружена класу **A-400c**  $\varnothing 12-40$  мм,  $\gamma_{yk} = 400$  МПа,  $E_s = 2,1 \times 10^5$  МПа

- поперечна ненапружена класу **A-240c**  $\varnothing 6-8$  мм,  $\gamma_{ywd} = 170$  МПа,

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}$$

### 2.2.2.3 Розрахунок монолітної балки Бм1 за першою групою граничних станів

$$H_0 = 300 - 30 = 270 \text{ мм.}$$

Підбор поздовжньої арматур робимо згідно [7]. Обчислюємо значення

$\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{28 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 300 \cdot 270^2} = 0,166.$$

З табл. 18 для елемента з бетону класу **C12/15** з арматурами класу **A – 400с** при  $\gamma_{b2} = 0,9$  знаходимо  $\alpha_R = 0,418$ .

Тому що  $\alpha_m = 0,166 < \alpha_R = 0,418$ , стиснутої арматури з розрахунку не потрібно.

З табл. 20 при  $\alpha_m = 0,166$  знаходимо  $\zeta = 0,908$ .

Необхідну площу перерізу розтягнутої арматури визначимо за формулою (23, [7]):

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{28 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,908 \cdot 270} = 313 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо **3 Ø12** ( $A_s = 339 \text{ мм}^2$ ).

### 2.2.3 Розрахунок і конструювання колони

Для колон застосовують бетон класів по міцності на стиск не нижче **C12/15**, для сильно завантажених не нижче **C20/25**. Колони армують поздовжніми стрижнями діаметром **12 – 40 мм**, переважно з гарячекатаної сталі класу **A – 400с** й поперечними стержнями з гарячекатаної сталі класів **A – 400с, A – 300, A – 240**.

*Вихідні дані.*

Навантаження на **1м<sup>2</sup>** перекриття приймається таким же, як в попередніх розрахунках, навантаження від покриття передається тільки на стіни

*Матеріали для колони:*

Бетон – важкий; класу за міцністю на стиск **C12/15**.  $f_{cd} = 8,5$  МПа,  
 $f_{ctd} = 0,73$  МПа, коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

*Арматури:*

поздовжня робоча класу **A – 400с**,  $\gamma_{yd} = 400$  МПа,  $E_s = 2,1 \times 10^5$  МПа

поперечна клас **A – 240**,  $\gamma_{ywd} = 170$  МПа,  $E_s = 2,1 \times 10^5$  МПа

Приймаємо розмір перерізу колони **40 × 40 см**.

### 2.2.3.1 Визначення зусиль у колоні.

Вантажна площа середньої колони  $A = 4,2 \times 2,7 = 11,34$  м<sup>2</sup>.

Постійне навантаження від перекриття одного поверху з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будинку  $\gamma_n = 0,95$ :

$$0,95 \cdot 9 \cdot 11,34 = 96,957 \text{ кН} \approx 97,0 \text{ кН}.$$

Навантаження від ригеля:  $4,1 \times 3,0 = 12,3$  кН, де

**4,1 кН/м** – погонне навантаження від власної ваги ригеля;

**6,0 м** – довжина ригеля при відстані між осями колон **6 м**.

Сумарна висота колон всіх поверхів разом з підвалом:

$$2,7 + 3,6 + 2 \times 3,3 = 12,9 \text{ м}$$

Навантаження від власної ваги колони типового поверху:

$$0,4 \times 0,4 \times 12,9 \times 25 \times 0,95 \times 1,1 = 53,9 \text{ кН}.$$

Нормальна сила в колоні на рівні підвального поверху:

$$N = (97 + 12,3) \times 4 + 53,9 = 491,1 \text{ кН} \approx 500 \text{ кН}.$$

### 2.2.3.2 Розрахунок колони на міцність

Розрахунок міцності стиснутих елементів з важкого бетону класів **C12/15 ...C32/40** на дію поздовжньої сили, прикладеної з випадковим ексцентриситетом, при  $l_0 \leq 20h_{col}$  допускається виконувати із умови:

$$N \leq \varphi \cdot (\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot A_b + f_{yd} \cdot A_s), \text{ де:}$$

$$\varphi - \text{коефіцієнт, обумовлений за формулою: } \varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \times \alpha_s \leq \varphi_{sb}.$$

$\varphi_b$  и  $\varphi_{sb}$  – коефіцієнти, прийняті залежно від  $\frac{l_0}{h}$  и  $\frac{N_1}{N}$ .

де:

$A_s$  – площа всієї арматури в перерізі елемента;

$f_{ywd} = f_{yd}$  – для арматури класів **A – 240с, A – 300с, A – 400с**.

При  $\alpha_s > 0,5$  можна приймати  $\varphi = \varphi_{sb}$ .

У першому наближенні приймаємо:

$$\mu = 0,01;$$

$$A_b = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2;$$

$$A_s = 0,01 \times 1600 = 16 \text{ см}^2;$$

$$\alpha_s = \frac{365 \cdot 16}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 1600} = 0,353.$$

Вільна довжина колони підвалу  $l_0 = 0,7 \times (2,7 + 0,15) = 1,995 \text{ м}$ ,  $h = 0,4 \text{ м}$

(розмір перерізу колони),

$$\frac{l_0}{h} = \frac{1,995}{0,4} = 4,9875.$$

Визначаємо коефіцієнти  $\varphi_b$  й  $\varphi_{sb}$ :  $\varphi_b = 0,24$ ,  $\varphi_{sb} = 0,28$ .

$$\varphi = 0,24 + 2(0,28 - 0,24) \times 0,353 = 0,268.$$

Відповідно площа арматури складе:

$$A_s = \frac{\frac{N}{\varphi} - \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot A_b}{R_s} = \frac{\frac{500}{0,268} - 0,9 \cdot 11 \cdot 1600}{36,5} = \frac{1865,7 - 1656}{36,5} = 5,75 \text{ см}^2.$$

Приймаємо ~~4Ø14~~ **A – 400с** ( $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ ).

$$\mu = \frac{6,16}{1600} = 0,00385, \mu\% = 1,23\%, \text{ що більше } \mu_{\min} = 0,4\%.$$

Уточнень виконувати не потрібно, оскільки коефіцієнт армування  $\mu$  не впливає на відношення  $\frac{l_0}{h}$  и  $\frac{N_1}{N}$ , та не суттєво впливає на коефіцієнт  $\varphi$ .

На рис.2.3 наведена колона **К – 1**, а в таблиці 2.2 – специфікації арматури до колони **К – 1**.



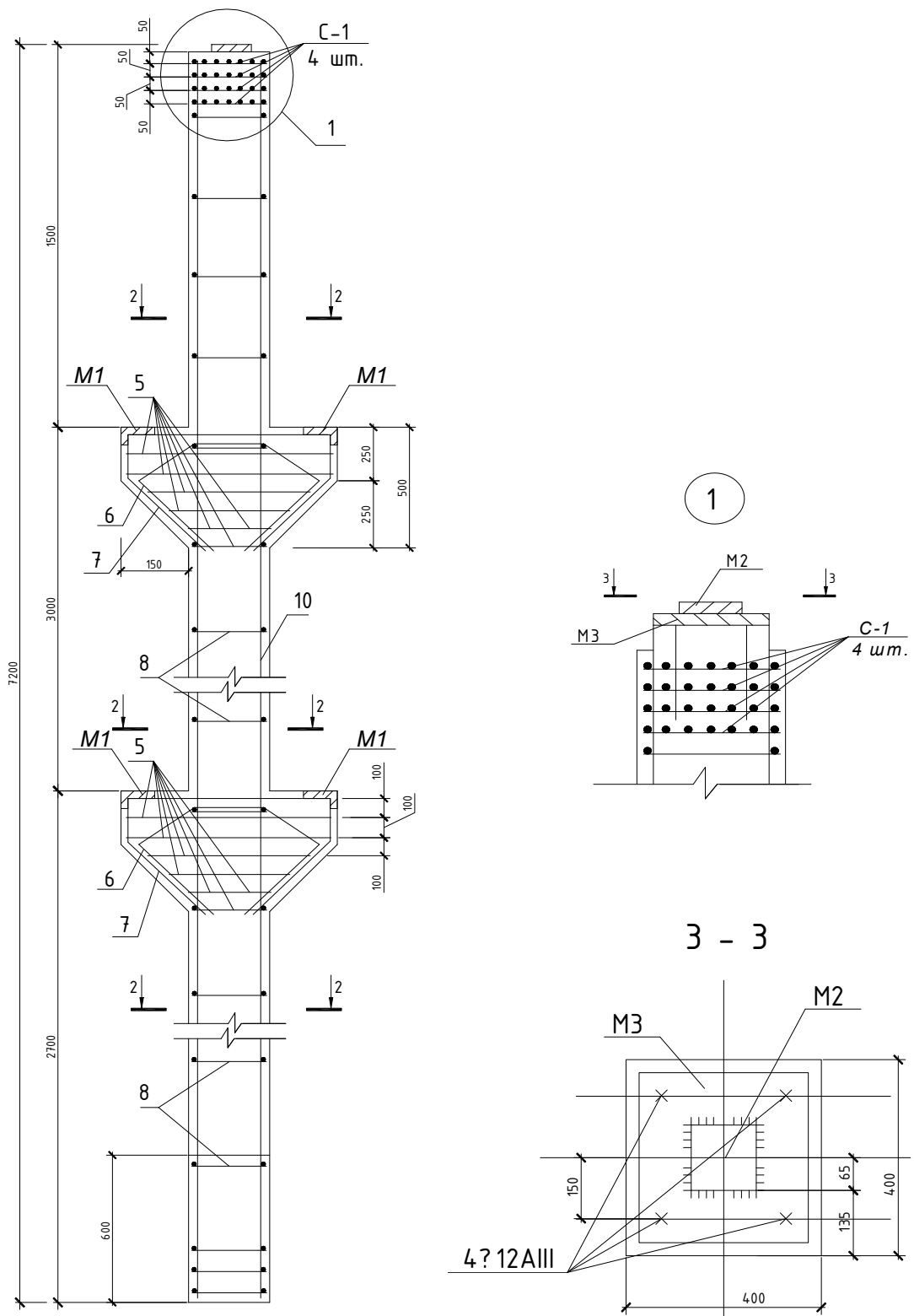


Рис.2.3 Колона К-1

**РОЗДІЛ 3.**  
**ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ**

### 3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Будівельний майданчик, що виділено під забудову готелю малої місткості в м. Суми, розташований по вул. Г. Кондратьєва, відноситься до першого будівельно-кліматичного району згідно ДСТУ [6]. Виходячи з цього, приймаємо:

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

Ділянка під забудову розташована на основі твердого ґрунта під невеликим ухилом. Ухил знаходиться в межах  $4 - 10\%$ . Перепад відміток невеликий.

Ґрунтові умови ділянки, що відведена, характеризується наступними даними:

- глибина промерзання ґрунта –  $1,2 \text{ м}$ ;
- рівень ґрунтових вод – на глибині  $6 \text{ м}$ .

Як архітектурно-конструктивні, так й об'ємно-планувальні вирішення будівлі зважаючи на технологічні та організаційні методи задовольняють вимогам щодо організації виробничо-технологічних процесів. Будівельний процес забезпечується як місцевими, так й матеріалами, деталями, конструкціями, що привозяться з інших регіонів.

До місця будівництва прокладено шлях. Це дозволяє використовувати уві види автотранспорту й механізми. Прив'язування будівельного майданчику до джерел енергопостачання, водогінної мережі та газопостачання обумовлює нормальне забезпечення всіх виробничих й побутових потреб цього будвиробництва.

Завдяки тому, що майданчик під забудову розташовано в межах міста, є можливість використовувати місцеві робочі кадри, а також муніципальні транспортні засоби.

## 3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти

### 3.2.1 Область застосування технологічної карти

Ця техкарта розроблена на цегляну кладку зовнішніх й внутрішніх стін будівлі.

Техкарта містить такі роботи :

- вивантаження матеріалів;
- подавання цегли та розчину на робоче місце;
- влаштування риштувань;
- мурування внутрішніх й зовнішніх стін;
- влаштування захисних козирків;
- завантаження матеріалів.

Роботи виконуються влітку період та ведуться в дві зміни за допомогою баштового крану **КБ – 405**.

Таблиця 3.1 Техніко-економічні показники техкарти

№ з/п.	Найменування	Од. вимір.	Кількість	
			Нормативна	Прийнята
1.	Обсяг цегляних робіт	м <sup>3</sup>	1665,50	
2.	Трудомісткість нормативна	люд-зм.	1638,99	1503,00
3.	Продуктивність праці	%	102-115%	109%
4.	Виробіток на люд-зм	м <sup>3</sup> /люд-зм.	1,02	1,10
5.	Витрати люд-зм на одиницю продукції	люд-зм./м <sup>3</sup>	0,98	0,9

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

Таблиця 3.2 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

№ з.п.	Обґрунтування ЕНІР	Найменування робіт	Од. вимір.	Кількість	На одиницю		На одиницю	
					Норма часу, люд.	Розцінка, грн.	Трудомісткість, люд-год	Вартість, грн.
1.	Е1-11 п.3д	Розвант. інвен. та інстр. з автомоб.	т	1,4	0,44	57-90	0,6	81,06
2.	Е3-16 п.2	Встановлення та перестановка підмостей	м <sup>3</sup>	1465,5	0,156	26-10	228,6	38249,5
3.	Е1-6 п.4а	Розвантаження цегли з автомоб.	1000 шт.	635,7	0,69	117-30	438,5	74570,5
4.	Е1-6 п.4а	Подача цегли на робоче місце	1000 шт.	635,7	0,69	117-30	438,5	74570,5
5.	Е1-12	Приймання та видача розчину	м <sup>3</sup>	406,8	0,28	48-30	113,9	19648,4
6.	Е1-7 п.20	Подача розчину на робоче місце	м <sup>3</sup>	406,8	0,42	141-60	170,8	57602,9
7.	Е3-3Б п.4а	Мурування стін	м <sup>3</sup>	1665,5	6,96	1129-30	11595,5	1880849,1
8.	Е6-52 п.20,21	Влаштування та розбирання захисних козирків	100м	9,6	13,00	243-60	124,8	2338,5
9.	Е1-11 п.3а	Завантаження інвентарю та інстр. з автомобілю	т	1,4	0,53	69-60	0,7	97,4

### 3.2.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах

#### *Вибір способу виконання робіт та ведучого механізму машин*

Роботи, що входять до циклу підготовчих робіт, зрізання рослинного шару й планування майданчику здійснюють з використання бульдозера **ДЗ – 54С** потужністю  $P = 79$  кВт.

Роботи з виривання траншей й котлованів, роботи з навантаження на автотранспорт ґрунту рослинного шару, що зрізаний, виконуються за допомогою екскаватору **ЭО – 3322Б** з об'ємом ковша **0,5 м<sup>3</sup>**.

З метою доставки ґрунту до місця його складування застосовують автосамоскид **КрАЗ – 25661** з вантажопідйомністю  $m = 12,5$  т й об'ємом кузова  $P=6$  м<sup>3</sup> та причіп-самоскид **ГКБ – 819** з  $m = 5,0$  т і  $P = 12,8$  м<sup>3</sup>.

Для трамбування ґрунту використовуємо електротрамбівку **ИЭ-4504 (220 В)**.

Для виконання цегляної кладки необхідний розчинозавантажувач місткістю **2,5 м<sup>3</sup>** та роздаточний бункер. В якості бортового автомобіля приймаємо **ЗИЛ – ММЗ – 4502**. Розчин довозиться авторозчиновозом **СБ – 92В – 2**.

Для зварки монтажних стиків й закладних елементів використовується зварювальний прилад **ТСК – 500**  $P = 20$  кВт на напругу **380 В** з використанням електродів **Э – 42**.

При виконанні штукатурних робіт використовують штукатурну станцію **СО – 149 (1м<sup>3</sup>/год)**.

#### *Вибір крану*

Баштовий кран прийнято для монтування будівельних конструкцій та зведення будівлі. Висота будівлі **17,0 м**. Максимальна вага монтажного елемента (плита перекриття **6 × 1,8 м**) – **3,5 т**. Приймаємо кран вантажопідйомністю мінімум **4 т** на вильоті стріли крану:

$$L = B + f + 1 + R_{з.г.} = 21,6 + 0,4 + 1 + 4,5 = 27,5 \text{ м,}$$

де **B** - ширина будівлі

$f$  – відстань від вісі до виступаючої частини

$R_{з.г.}$  – задній габарит крану до **15 т**.

Підбираємо кран з вантажопід'ємністю **3,5 т**, висотою **23 м** та вильотом стріли **27,5 м**.

Баштові крани, що підходять:

**КБ – 405** :  $m = 4.5 \text{ т}, L = 30 \text{ м}, H = 54 \text{ м}, H_{\max} = 70 \text{ м};$

**КБ – 250** :  $m = 4.5 \text{ т}, L = 40 \text{ м}, H = 53 \text{ м}, H_{\max} = 73 \text{ м};$

Приймаємо кран **КБ – 405** з наступними характеристиками:

Виліт стріли -      максимальний                      **30 м**

   мінімальний                      **15 м**

Висота підйому гаку - на мінімальному вильоті      **62,5 м**

   на максимальному вильоті      **47,3 м**

Вантажопідйомність - при мінімальному вильоті стріли      **9 т**

   при максимальному вильоті стріли      **4,5 т**

Швидкість -      підйому/опускання вантажу **31/46 м/хв**

   повороту стріли **0,72 об/хв**

   руху **25 м/хв**

Потужність електродвигуна – **101,7 кВт**

Ширина колії – **6 м**

Вага крану – **113,5 т**

Всі монтажні роботи на будмайданчику здійснюються за допомогою крану **КБ – 405**, який є власністю організації, що зводить будівництво готелю, тому кран приймаємо без техніко-економічного порівняння.

За вантажними характеристиками крану видно, що задовольняються всі монтажні характеристики. Отже, при русі крана вздовж будівлі із зупинками буде забезпечено можливість монтажу усіх конструкцій.

Визначимо, скільки необхідно матеріалів й напівфабрикатів, для здійснення робіт з цегляної кладки. Для цих калькуляцій використовують схеми ЕНіРи й дані, що отримують з технологічних розрахунків.

Дані щодо потреби, які отримано, у матеріалах й напівфабрикатах заносять до таблиці.

Таблиця 3.3 Відомість основних матеріалів

№ з/п	Найменування	Одиниці виміру	Кількість
1	Цегла керамічна звичайна	м <sup>3</sup> /тис.шт	1589,3/635,725
2	Розчин	м <sup>3</sup>	406,8

На основі виконаних розрахунків, що виконані, та на основі технологічних рішень, що прийняті, визначають потребу в монтажних машинах, транспортних засобах, устаткуванні, монтажному оснащенні, механізованому інструменті. Забезпечення цієї потреби комплексно організовує механізацію монтажних робіт. Всі дані заносять до таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 Відомість основних машин та механізмів

№ з/п	Найменування	Кількість	Технічна характеристика
1	Баштовий кран КБ-405	1	Вантажопідйомність – 9 т Виліт стріли – 30 м
2	Розчинонавантажувач	1	Місткість – 2,5 м <sup>3</sup>
3	Бункер роздаточний з секторним затвором	1	Місткість – 1,1 м <sup>3</sup>
4	Бортовий автомобіль	1	Вантажопідйомність – 5,8 т
5	Авторозчиновіз	1	Об'єм барабана – 5 м <sup>3</sup>

### 3.2.4 Вказівки щодо виконання робіт

Виконання та приймання робіт із влаштування цегляної кладки стін здійснюються згідно ДБН [33] з дотриманням вимог ДБН [34].

До початку виконання робіт із цегляної кладки стін виконуються наступні роботи:

- завершують нульовий цикл. Оформлюють акти приймання робіт нульового циклу.
- організовують будівельний майданчик у відповідності до генплану в стадії зведення надземної частини будівлі;
- наносять висотні відмітки й розбивочні осі будівлі;
- здійснюють доставку та підготовку механізмів, інвентаря та пристосувань;
- виконано постачання цегли на об'єкт;
- влаштовано тимчасове електропостачання та освітлення робочих місць;
- влаштовано тимчасове водопостачання.

При перевезенні й зберіганні на приоб'єктних складах матеріалів та інвентарю вони повинні бути захищені від атмосферних опадів.

Постачання на об'єкт цегли на піддонах виконується бортовим автомобілем **ЗИЛ – ММЗ – 4502**. На робоче місце цегла подається баштовим краном за допомогою захвату з огорожуючими сітками.

Розчин виготовляється централізовано та поставляється на майданчик авторозчиновозом **СБ – 92В – 2** з вивантаженням до розчинозавантажувача. До робочого місця розчин подається роздаточним бункером з вивантаженням до ящиків ємністю **0,24 м<sup>3</sup>** за допомогою баштового крану.

В цій техкарті закладено метод спеціалізації цегляної кладки стін, по осям. Роботи виконуються ланками «**трийка**». Перед виконанням робіт в плані будівля розбивається на ділянки. За кожною ланкою мулярів закріплюється на всіх поверхах ділянка між одними та тими ж осями. Довжина ділянки

підбирається за розрахунком навантаження за зміну для ланки мулярів. В розрахунках до уваги приймається й товщина стіни.

Для забезпечення високої якості цегляної кладки та дотриманням вертикальності по висоті за кожним кутом закріплюють муляра не нижче 4 розряду на всю висоту будівлі. В літній час цеглу перед укладанням необхідно зволожувати.

Середня товщина горизонтальних швів в кладці – **12 мм**, вертикальних – **10 мм**.

Цегляна кладка стін по висоті виконується за ярусами. Кладку першого ярусу стіни виконують від перекриття, послідуєчих – з риштувань. Риштування установлюють в пакети до **4** штук. Під час установки риштувань до пакетів необхідно закріпити їх до стіни. При муруванні стін на висоту до **0,7 м** від рівня робочого настила (плит перекриття або риштування) робітники, що виконують мурування стіни, обов'язково повинні прикріплюватися запобіжними поясами за петлі риштувань або плит перекриття.

Збірні перемички із залізобетону повинні вкладатися за ходом виконання кладки.

Кладку стін в місцях взаємних пересічень або примикань виконують водночас. При вимушених розриваннях кладка повинна виконуватись в вигляді похилої чи вертикальної штаби. У випадку, коли розрив кладки виконується вертикальною штабою, то до швів кладки повинна бути вложена арматура зі стрижнів діаметром не більше **8 мм** з дистанцією до **2 м** по висоті кладки. Арматуру вкладають й в рівні кожного перекриття. В залежності від товщі стіни визначається кількість стрижнів арматури. Стрижнів не повинна бути менша кількість ніж **3** стержня на одному рівні.

Стіни з цегли зводяться з використанням дворядної системи перев'язки швів. Стовпи з цегли та вузькі простінки – за чотирьохрядною системою перев'язки.

Цегла та ящики з розчином розміщуються в робочій місці таким способом, щоб між ними й стіною, що зводиться, була робоча зона для муляра не менша ніж **60 см**.

Кількісний склад бригади мулярів обчислюємо за формулою:

$$K_{ч} = \frac{T_n}{T_c \cdot P_{тр}}, \text{ де } T_n \text{ – нормативна трудомісткість потоку}$$

$T_c$  – термін виконання робіт;

$P_{тр}$  – продуктивність праці;

$$K_{ч} = \frac{2125,5}{65 \cdot 1,09} = 30 \text{ чол}$$

Прийнятий склад бригади : муляр **5** розряду – **1** чол., муляр **4** розряду – **9** чол., **3** розряду – **10** чол., **2** розряду – **8** чол., **1** розряду – **2** чол.

Роботи з мурування стін виконуються в дві зміни бригадою мулярів у кількості **15** чоловік за зміну.

### **3.2.5 Вказівки з техніки безпеки**

При здійсненні кам'яних робіт акцентують увагу на стані стану риштувань і дотриманню правил їх експлуатації. Щити настилу вкладають щільно, без зазорів. При вкладанні щитів на висоті більше **1,1 м** влаштовують інвентарну огорожу. Висота огорожі не менше **1,0 м**. При влаштуванні поручнів перш за все встановлюють стійки, до яких із внутрішнього боку настилу приєднують поздовжні рейки. Внизу вздовж настилу закріплюють бортову дошку. Висота цієї дошки повинна бути не менша **150 мм**, а зверху кріплять поручень. Для доступу нагору на настил влаштовують драбини із огородженнями.

В обов'язки майстра чи бригадира входить перевірка технічного стану риштувань до початку зміни. Риштування й підмости не можна перевантажувати запасом матеріалів, що є надмірним. Піддони із штабами цегли та ємності із цементно-піщаним розчином опускають на настил без ударів. На два ряди нижче за рівень кладки влаштовують настил. Настил не доводять до стіни на **50 мм**. Дверні й віконні прорізи, що не заповнено блоками, в рівні настилу повинні бути огорожені тимчасовою огорожею. Огороджують

також й прорізи в перекриттях. Кожного дня по закінченню зміни з настилу усувають сміття. Сміття прибирають до ящика для подачі краном на землю до місця, що спеціально відведене.

При постачанні матеріалів до робочого місця треба запобігати їх падінню в процесі переміщення краном. Заборонено скидати із риштувань й поверхів порожні піддони, ящики. Їх необхідно знімати краном.

Цегляну кладку здійснюють з конструкції перекриттів чи з внутрішніх риштувань.

Для запобігання травмам робочі працюють по периметру будівлі. На зовнішні стіни з метою захисту встановлюють козирки, що кріпляться на кронштейнах з металу.

Захисні козирки влаштовують також над входами до будівлі, що зводиться. Перший козирьок по периметру стін влаштовують на висоті **6 м** від землі, а вже послідувачі – через **6...7 м** за їх висотою. Козирки також використовують як підмости. На них не можна ставати й на них заборонено зберігати матеріали. Встановлювати й знімати козирки дозволено лише штатним робочим. Якщо висота будівлі становить до **7 м**, то козирки не влаштовують. Тоді на землі на відстані **1,5 м** від стіни влаштовують огорожу, за яку не можна заходити робітникам.

При зведенні стін, в тому числі й під час розшивки швів, забороняється перебувати на стіні. Процеси здійснюють із риштувань після вкладання кожного ряду каменів. Якщо карнизи виступають із стіни більш ніж на **300 мм**, то кладку здійснюють зовнішніми риштуваннями.

У процесі зведення будівлі підймання робітників на поверхи повинно бути організовано в сходовій клітці, яка є постійною. Її влаштовують по сходових маршам, що змонтовані. Марші огорожено постійними або тимчасовими перилами.

Одним із джерел травматизму може слугувати неякісний інструмент. Заборонено використовувати інструмент, який не до кінця насаджено на ручку. Робочі кромки інструменту повинні бути гострими. Інструмент необхідно

використовувати лише за його прямим призначенням. Треба постійно слідкувати за інструментом, зберігати його у чистоті та готовим до роботи.

Бажано, щоб муляр був одягнений в спецодяг, що відповідає його зросту. Це комбінезон чи куртка з брюками. Не треба в процесі роботи знімати одяг й головний убір, оскільки є ризик отримання травм та зазнання теплового удару. Щоб не стерти шкіру на руках каменем та запобігти її роз'їданню цементним чи вапняним розчином, потрібно працювати в рукавицях.

Вірогідність травмування робітниками один одного в процесі виконання технологічних операцій слід виключити вірним розподіленням робочих місць на основі поточно-роздільного методу.

Вірно організована робота унеможливить нещасні випадки та забезпечить високу продуктивність праці.

### **3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу**

Виконання та приймання робіт із влаштування цегляної кладки стін здійснюються згідно вимог ДБН [34].

При прийманні робіт зі зведення кам'яних конструкцій, що завершено, необхідно перевіряти:

- вірність перев'язки швів, їхню товщину та заповнення, горизонтальність рядів й вертикальність кутів кладки;
- вірність влаштування деформаційних швів;
- вірність влаштування димових й вентиляційних каналів в стінах;
- якість поверхонь фасадних стін із цегли, що не штукатуряться;
- якість фасадних поверхонь, що облицьовані керамічними, бетонними й іншими видами каменів і плит;
- геометричні розміри та розташування конструкцій.

Перевірку здійснюють не менше двох разів на кожному ярусі кладки. По закінченню кладки кожного поверху повинна здійснюватися перевірка нівеліром горизонтальності та відміток верху кладки. Ця перевірка здійснюється незалежно від проміжних перевірок горизонтальності її рядів.

Для контролю вірності заповнення швів розчином в різних місцях кладки знімають цеглу викладеного ряду. Здійснюють 2–3 таких перевірки на поверх).

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.2-15-05. «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення»
2. ДБН В.2.2-9-99. «Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення»
3. А.П. Осітнянко «Планування розвитку міста: Монографія.» - К: КНУБА, 2001, 460 с.
4. ДБН 360-92\*\* «Планування і забудова міських і сільських поселень»
5. ДБН В.2.2-20:2008 «Готелі»
6. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
7. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції»
8. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування»
9. Є.Ф. Букіна, Ф.О. Благовещенский «Архитектурные конструкции» - М.:ВД «Архитектура-С», 2011. – 232 с.
10. ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель»
11. ДСТУ Б В.2.6-19-2000 «Блоки віконні та дверні»
12. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
13. ДСТУ Б В.2.6-86: 2009 «Конструкції будинків і споруд. Звукоізоляція огорожувальних конструкцій. Методи вимірювання»
14. ДБН В.1.2-2:2006 «СНББ. Навантаження і впливи. Норми проектування»
15. ДСТУ Б В.2.6-108:2010 «Блоки бетонні для стін підвалів»
16. ДБН В.2.5-67:2013. «Опалення, вентиляція та кондиціонування»
17. ДБН В.2.5-64:2012. «Внутрішній водопровід та каналізація»
18. ДСТУ 7525:2014 «Вода питна»
19. ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Основні положення проектування»
20. ДБН.В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»
21. ДБН В 2.5-13-98 «Пожежна автоматика будинків і споруд»
22. ДБН В.2.5-56-2014 «Системи протипожежного захисту»

23. ДСТУ 7941:2015 «Якість ґрунту. Рекультивація земель. Загальні вимоги»
24. А.В. Яцик «Екологічні проблеми та як їм дати раду // Водне господарство України», 1998. – 268 с.
25. Ю.Б. Хромов «Благоустрій та озеленення житлових районів» - ВД «Москва», 1973. – 316 с.
26. ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій»
27. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ»
28. Є.О. Сорочан, Ю.А. Трофименкова «Справочник проектировщика- основания, фундаменты и подземные сооружения» - М.: ВД «Стройиздат», 1985. – 470 с.
29. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
30. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів»
31. В. В. Беловол, В. П. Кожушко, Б. К. Романенко «Організація будівельного виробництва» - С.: ВД «Слобожанщина», 2003. – 316 с.
32. С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М. Тригер та ін. «Організація будівництва» - К.: «Кондор», 2007. – 521 с.
33. ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції»
34. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»
35. ДБН 1.1-4-2000 «Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи – РЕКНр»
36. ДБН А.3.1-5-2009 «Організація будівельного виробництва»
37. ДБН В.1.1.7–2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»
38. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»
39. Закон України «Про охорону праці» від 14 жовтня 1992 року, ред. Від 5 квітня 2015 року
40. В.М. Ярошевська, В.Й. Чабан «Охорона праці в будівельній галузі» - Р.:ВД «НУВГП», 2005 – 313 с.

41. В.А. Батлук, Г.Г. Гогіашвілі «Охорона праці в будівельній галузі» - К.:ВД «Знання», 2006. – 550 с.
42. О.А. Сухачов «Охорона праці в будівництві» - М.: ВД «Кнорус», 2013. – 271 с.
43. В.М. Москальова «Основи охорони праці» - К.:ВД «Професіонал», 2005. - 672 с.
44. ДСТУ Б Д.1.1-7-2013 «Правила визначення вартості проектно-вишукувальних робіт та експертизи проектної документації»
45. В.В. Беловол, О.В. Юрченко «Методичні вказівки щодо розробки кошторисів за укрупненими нормами (УКН)» - С.: ВД «СНАУ», 2015. - 58 с.
46. ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель».
47. ДСТУ Б В.2.6-15:2011 «Блоки віконні та дверні полівінілхлоридні. Загальні технічні умови».
48. ДСТУ Б В.2.6-23:2009 «Блоки віконні та дверні. Загальні технічні умови».
49. Срібняк Н.М., Циганенко Л.А., Циганенко Г.М., Івченко В.Д. Сумський національний аграрний університет. Спільна робота плит у ячейці перекриття. Том 31 (70) Ч. 2 № 3 2020. DOI <https://doi.org/10.32838/TNU-2663-5941/2020.3-2/25>
50. Байков В.Н. Исследование совместной работы сборных железобетонных элементов в системах плоских и пространственных конструкций : дис. ... доктора техн. наук. Москва, 1967.
51. Краснощеков Ю.В., Мрачковский Л.И. Работа ребристых плит в сборных железобетонных настилах. Бетон и железобетон. 1991. No 1. С. 28–30.
52. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры. Москва : ЦИТП, 1986. 192 с.
53. Власов В.З. Тонкостенные пространственные системы. Москва : Госстройиздат, 1958. 502 с.
54. Семченков А.С. Пространственно деформирующиеся железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий. Экспериментальные исследования,

практические методы расчета и проектирование : дис. ... докт. техн. наук : 05.23.01. Москва, 1991. 703 с.

55. Семченков А.С. Расчет сборных железобетонных перекрытий как полубезмоментных конструктивно ортотропных пластин. Известия вузов. Серия «Строительство и архитектура». 1974. No 5. С. 16–23.

56. Семченков А.С., Десятник Е.И. Совершенствование 12-метровых плит 2Т. Бетон и железобетон. 1992. No 5. С. 2–4.

57 Азизов Т.Н. Пространственная работа железобетонных перекрытий. Теория и методы расчета : дис. ... докт. техн. наук : 05.23.01 ; Полтавский национальный технический университет. Полтава, 2006. 406 с.

58 Дроздов П.Ф. Расчет сборных перекрытий, опирающихся на внутренние и наружную стены. Сборник трудов Научно-исследовательского института строительных конструкций. Серия «Строительные конструкции». Вып. XII. Киев, 1969. С. 120–129

59. Карабанов Б.В. Нелинейный расчет сборно-монолитных железобетонных перекрытий. Бетон и железобетон. 2001. No 6. С. 14-18

60. Клованич С.Ф. Расчет железобетонных конструкций методом конечных элементов при длительных воздействиях. Будівельні конструкції. Вип. 62. Т. 1. Київ : НДІБК, 2005. С. 518–523.

61. Метод конечных элементов / П.М. Варвак и др. Київ : Вища школа, 1981. 176 с.

62. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

63. Cowan H.J., Kruchenie v obychnomipredvaritel'nonapriazhennom zhelezo betone [Torsion in the ordinary and prestressed reinforced concrete], Strojizdat, Moscow, 1972.

64. ENV 1992-1. Eurocode 2. Design of concrete structure. Part 1, General rules and rules for buildings, GEN, (1993).

65. Азизов Т.Н. Определение крутильной жесткости железобетонных элементов прямоугольного сечения с нормальными трещинами / Т.Н.Азизов, Н.Н. Срибняк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 16.,ч.2. – Рівне: Нац. ун-т водного господарства та природокористування, 2008. – С. 8-17.
66. Азизов, Т.Н. Определение крутильной жесткости железобетонных элементов с трещинами / Т.Н. Азизов // Дороги і мости. Збірник наукових праць. К.: ДерждорНДІ, 2007. – Вип. 7. Том 1. – С. 3-8.
67. Яременко А.Ф., Чучмай А.М., Яременко Н.А. Инженерная методика определения крутильной жесткости железобетонных балок с нормальными трещинами // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 33 – Одеса: Зовнішрекламсервіс. 2009.
68. Azizov T. Calculation of reinforced concrete ceilings with normal cracks accounting the Chebyshev approximation / T. Azizov, O. Melnik and others // 6 th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings” Transbud-2017.– Kharkiv, April 19-21, 2017. – P. 1-7.
69. Azizov T.N. Effect of torsional rigidity of concrete elements with normal cracks onto special work of bridges and floorings // International Science Ukrainian Edition. Volume 3. USA – December, 2010. – P.55-59.
70. В.В. Габрусенко. Об одной особенности применения пустотных плит в перекрытиях каркасных зданий.  
[http://www.tezis.org/doku.php?id=biblioteka:ob\\_odnoj\\_osobennosti\\_primenenija\\_pustotnykh\\_plit\\_v\\_perekrytijax\\_karkasnykh\\_zdanij](http://www.tezis.org/doku.php?id=biblioteka:ob_odnoj_osobennosti_primenenija_pustotnykh_plit_v_perekrytijax_karkasnykh_zdanij)

## **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.



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 ПЕРЕКРИТТЯ 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