

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій  
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
до кваліфікаційної роботи

**магістра**

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Багатоквартирний житловий будинок в Тернополі з дослідженням монолітного залізобетонного каркасу»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмз-61

спеціальності (напрямку підготовки) 192

**«Будівництво та цивільна інженерія»**

(шифр і назва спеціальності (напрямку підготовки))

Лещук М.Р.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зав. кафедрою

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України  
 Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
 (повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри \_\_\_\_\_

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2023 р.

**ЗАВДАННЯ  
 НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА**

Лещук Максим Романович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Багатоквартирний житловий будинок в Тернополі з дослідженням монолітного залізобетонного каркасу

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

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

Затверджені наказом по університету від «20» листопада 2023 року № 4/7 – 1075

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 17.12.2023 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Нове будівництво односекційного 15-ти поверхового багатоквартирного житлового будинку в місті Тернопіль, фундаменти монолітний залізобетонний ростверк на палевій основі, несучий каркас – монолітний залізобетонний, перекриття та покриття виконано монолітним плоским, покрівля – рулонна, колони – монолітні залізобетонні.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

Об'ємно-планувальне рішення, архітектурно-конструктивне рішення, інженерні мережі, транспортні зв'язки та дорожня прив'язка житлового будинку до головних магістралей міста, розрахунок і конструювання монолітних плит перекриття, колон каркасу будівлі підвального та першого поверхів, розрахунок і конструювання палевих фундаментів, моделювання МСЕ монолітного каркасу будівлі із врахуванням всіх видів навантажень, дослідження впливу різних видів навантаження на роботу ккаркасу будівлі, визначення номенклатури та об'ємів робіт, проектування будгенплану об'єкта, заходи з охорони праці, безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

Фасади, генплан, поверхові плани, розрізи в двох напрямках, схема розміщення елементів каркасу будівлі, конструктивні креслення несучих колон та схеми їх армування, конструктивні креслення плит перекриття зі схемами її армування, креслення монолітних палевих фундаментів, будівельний генеральний план, ізополя напружень та деформацій монолітного залізобетонного каркасу будівлі.

## 6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 06.11.2023 р.

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	10.11.2023	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	15.11.2023	
3	Збір навантаження на каркас будівлі.	18.11.2023	
4	Сатичний розрахунок каркасу будівлі.	22.11.2023	
5	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	28.11.2023	
6	Збір навантажень на фундамент.	30.11.2023	
7	Розрахунок монолітних палевих фундаментів.	03.12.2023	
8	Розрахунок та конструювання монолітних колон.	05.12.2023	
9	Розрахунок та конструювання плит перекриття.	08.12.2023	
10	Постановка мети та задач досліджень.	10.12.2023	
11	Моделювання МСЕ монолітного залізобетонного каркасу будівлі.	12.12.2023	
12	Опрацювання результатів розрахунку. Формулювання висновків.	14.12.2023	
13	Розробка будівельного генерального плану.	15.12.2023	
14	Розробка заходів з охорони праці при зведенні житлової будівлі.	16.12.2023	
15	Розроблення і реалізація заходів ідентифікації будівельного об'єкту щодо визначення потенційної небезпеки	17.12.2023	

Студент

(підпис)

Лещук М.Р.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

## Зміст

	<b>Вступ.....</b>	<b>6</b>
	<b>Розділ 1. Архітектурно-будівельний .....</b>	<b>8</b>
1.1	Загальна характеристика ділянки .....	8
1.2	Генеральний план .....	11
1.3	Об’ємно – планувальні рішення .....	13
1.4	Конструктивні рішення .....	15
1.5	Архітектурно – художні рішення .....	20
1.6	Санітарно – технічне обладнання .....	21
	<b>Висновки до розділу 1 .....</b>	<b>23</b>
	<b>Розділ 2. Розрахунково-конструктивний .....</b>	<b>24</b>
2.1	Визначення розрахункових зусиль в перерізах конструкцій .....	24
2.2	Розрахункові характеристики матеріалів .....	24
2.3	Розрахунок конструкцій за граничними станами першої групи .....	24
2.4	Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки .....	39
2.5	Визначення навантажень на фундаменти .....	41
2.6	Розрахунок фундаменту Ф1 .....	43
2.7	Розрахунок фундаменту Ф2 .....	46
	<b>Висновки до розділу 2 .....</b>	<b>48</b>
	<b>Розділ 3. Науково-дослідний .....</b>	<b>49</b>
3.1	Мета та задачі досліджень .....	49
3.2	Визначення навантажень на монолітний залізобетонний каркас житлової будівлі, складання розрахункової схеми .....	49
3.3	Підготовка даних для розрахунку в ПК «Мономах 4.5» .....	54
3.4	Результати розрахунку в ПК «Мономах 4.5.» .....	55
	<b>Висновки до розділу 3 .....</b>	<b>58</b>
	<b>Розділ 4. Технологія і організація будівельного виробництва ....</b>	<b>59</b>
4.1	Будівельний генеральний план .....	59
4.2	ТЕП будгенплану .....	67
	<b>Висновки до розділу 4 .....</b>	<b>67</b>
	<b>Розділ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях ...</b>	<b>68</b>

5.1	Відповідальність роботодавця та працівника щодо порушення вимог з охорони праці .....	68
5.2	Організація заходів безпеки при виконанні вантажно-розвантажувальних робіт .....	69
5.3	Розрахунок прожекторного освітлення будівельного майданчика ...	71
5.4	Визначення дій під час настання стихійного лиха .....	73
	<b>Висновки до розділу 5 .....</b>	<b>75</b>
	<b>Загальні висновки .....</b>	<b>76</b>
	<b>Бібліографія .....</b>	<b>77</b>

## ВСТУП

**Актуальність теми роботи.** Зважаючи на останні події на території України, з кожним днем росте кількість вимушено переміщених переселенців та людей що втратили житло. Разом з тим вищим політичним керівництвом нашої держави прийнято рішення про активізацію процесів будівництва нового житла для задоволення потреб ринку. Тому виникає потреба вирішення ситуації що склалась, зокрема шляхом будівництва багатоповерхових житлових будівель, особливо з монолітним залізобетонним каркасом, що є найбільш витривалим стосовно загроз, що склались останнім часом. Саме вирішенню цього питання присвячена дана кваліфікаційна робота магістра.

При проектуванні багатоповерхових будівель особливої уваги потребує вивчення питання різного роду навантажень, що діють на каркас, особливо це стосується вітрового навантаження. Навантаження такого роду створюють в будівлях такого призначення особливий вид деформування каркасу, що не притаманний жодним іншим і це питання потребує додаткового вивчення.

**Мета роботи:** дослідження деформацій і зусиль, що виникають в елементах монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку для розрахунку армування колон, плит покриття та перекриття.

Для досягнення мети в роботі ставилися такі **задачі**:

- провести скінченноелементне моделювання монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку із врахуванням впливу всіх діючих на нього навантажень;
- встановити деформації та зусилля в основних несучих елементах монолітного залізобетонного каркасу будівлі від дії зовнішніх впливів;
- виконати розрахунок армування та конструювання перерізу колон, плит покриття та перекриття монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку.

**Об'єкт досліджень:** монолітний залізобетонний каркас.

**Предмет дослідження:** напружено-деформований стан та деформування

монолітного залізобетонного каркасу.

**Методи дослідження:** метод скінченних елементів, теоретичні дослідження, теоретико-емпіричні розрахунки.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Робота виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету ім. Івана Пулюя.

**Наукова новизна отриманих результатів:**

- отримали подальший розвиток дослідження методом скінченних елементів деформації і зусилля в монолітному залізобетонному каркасі багатоповерхового житлового будинку при дії різних видів навантаження;

- отримано нові дані деформацій і зусиль в основних несучих конструкціях каркасу будівлі багатоповерхового житлового будинку при дії різних видів навантаження.

**Практичне значення отриманих результатів.**

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектування монолітних залізобетонних каркасів багатоповерхових житлових будівель та їх окремих конструкцій.

**Апробація.** Окремі результати роботи доповідались на XII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 6 – 7 грудня 2023 р.

**Публікації.** Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю / О.П. Конончук, М.Р. Лещук, М.В. Винницький, О.В. Лещишена, С.В. Бариш, Я.В. Антоняк // Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 6 – 7 грудня 2023 року — Т. : ТНТУ, 2023 — С. 20.

**Ключові слова.** МОНОЛІТ, ЗАЛІЗОБЕТОН, МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН, РОЗРАХУНОК, ПРОЕКТУВАННЯ.

## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

#### 1.1 Загальна характеристика ділянки

##### 1.1.1 Географічне положення ділянки

Територія під забудову багатоповерхового житлового будинку розміщена в м. Тернопіль по вулиці Головацького (див. рис. 1.1). Багатоповерховий житловий будинок є окремо стоячою будівлею на перехресті вулиць Генерала Мирона Тарнавського та Головацького.

Територія ділянки – рівнинна, що сприяє зручному розташуванню запроєктованої будівлі і майданчиків. Також цей фактор зменшує об'єми земляних робіт, за рахунок природного земляного покрову, що в свою чергу не ускладнює роботи по розплануванню та водовідведенню.



Рисунок 1.1 – Ситуаційна схема

##### 1.1.2 Кліматичні умови

Район будівництва згідно ДСТУ-Н.Б.В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» відноситься до I-го кліматичного підрайону з такими характеристиками:

Місто Тернопіль має такі загальні характеристики:

- сніговий район: IV;
- вітровий район IV;



- середня температура найбільш холодних п'яти днів -21<sup>0</sup>С;
- температура повітря найбільш холодної доби -25<sup>0</sup>С;
- середня температура опалювального періоду -0,5<sup>0</sup>С;
- літня розрахункова температура вентиляції 22,6<sup>0</sup>С;
- зимова розрахункова температура вентиляції -21<sup>0</sup>С;
- тривалість опалювального періоду 191 доба;
- середня місячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця 84%;
- середня місячна відносна вологість повітря найбільш жаркого місяця 56%;
- нормативне значення вітрового тиску 0,52 кПа;
- нормативна глибина промерзання ґрунтів 80 см;
- нормативна вага снігового покриву 1,39 кПа.

Таблиця 1.1 – Роза вітрів

	Пн.	Пн.Сх.	Сх.	Пд.Сх.	Пд.	Пд.Зх.	Зх.	Пн.Зх.
Січень	<u>7</u> 4,9	<u>5</u> 3,9	<u>8</u> 4,5	<u>13</u> 5,4	<u>14</u> 5,1	<u>14</u> 6,1	<u>27</u> 7,5	<u>12</u> 6,5
Липень	<u>10</u> 4,0	<u>7</u> 3,3	<u>5</u> 2,8	<u>8</u> 3,2	<u>7</u> 3,4	<u>11</u> 3,7	<u>29</u> 4,6	<u>23</u> 4,9

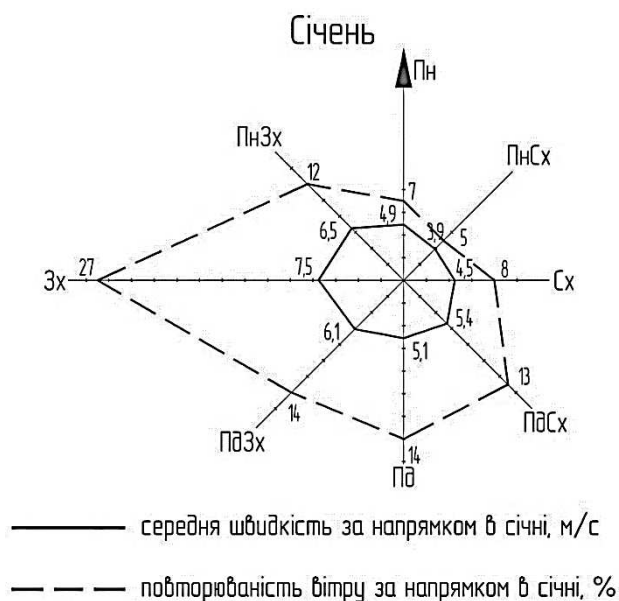


Рисунок 1.2 – Роза вітрів у січні

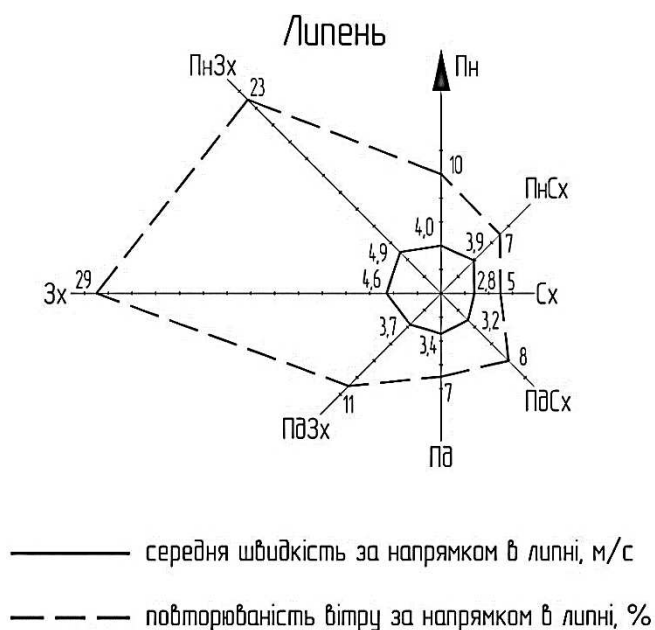


Рисунок 1.3 – Роза вітрів у липні

### 1.1.3 Транспортні зв'язки

В місті Тернопіль дуже добре розвинена транспортна мережа, яка складається з автошляхів з твердим покриттям. Місто розташоване поряд з великими автомагістралями та залізничними сполученнями.

Територія розміщення майданчика для будівництва дозволяє підвіз будівельних матеріалів та приладів автомобільним транспортом.

Залізобетонні конструкції привозяться з Тернопільського заводу залізобетонних конструкцій, що знаходиться на відстані 7 км від будівельного майданчика. З цього ж підприємства буде проводитися доставка цементно – піщаного розчину та бетонної суміші.

Цеглу будемо доставляти з Тернопільського цегельного заводу, що розташований на відстані 11 км від будівельного майданчика.

Під'їзні шляхи на територію будівельного майданчика передбачені з вулиць Київська та Головацького.

Район будівництва добре забезпечений паливом і водою, електроенергією і місцевими будівельними матеріалами.

### 1.1.4 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

Рельєф ділянки характеризується коливаннями висотних позначок в межах 5,0 м, абсолютні відмітки поверхні землі змінюються від 225,0 м до 230,0 м.

На ділянці пробурено чотири свердловин глибиною 6...10м.

За даними звіту про інженерно – геологічні умови будівельного майданчика, рельєф майданчика спокійний. Явищ карсту не виявлено. На території ділянки виявлено наступні ІГЕ :

- Насипний ґрунт-бетон на піщано-щебеновій підготовці, суглинок з домішками будівельного сміття, строкатий по кольору;
- ґрунтово – рослинний шар: суглинок гумусова ний, чорний;
- суглинок мякопластичний, озалізнений, з плямами гумусу, сірувато-жовтий;
- супісок пластичний, жовтувато-сірий;
- супісок пластичний, пілуватий, сірий;

Глибина промерзання ґрунту  $d_{fn} = 0,8$  м.

Ґрунтові води свердловинами не були виявлені. Глибина їх залягання складає більше 15 м від поверхні.

## 1.2 Генеральний план

### 1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Генеральний план будівництва споруди виконано на топографічній зйомці М 1:500. На ділянці виконується комплексний благоустрій та озеленення території.

На час будівництва земельна ділянка являється вільною від забудови. Генеральний план вирішений з урахуванням межі ділянки. Запропонований варіант генплану передбачає розміщення житлового будинку біля вулиці місцевого значення з двома смугами руху по 3,5 м. З метою дотримання санітарних вимог одразу від дороги влаштована так звана санітарна зона озеленення – зона шумозахисту та очищення повітря від пилу та смогу.

На вулиці навпроти головного входу в житловий будинок розташована зупинка автотранспорту, з кишенею глибиною 5,0 м. На території житлового будинку є стоянка для автомобільного транспорту на 80 місць.

З метою зручного пожежогасіння влаштований службовий проїзд, шириною 5,0 м який розташований навколо будівлі та пов'язує два в'їзди на ділянку. Площа перед головним входом розрахована на одноразовий вихід всіх відвідувачів. На майданчику будівництва передбачені асфальтовані проїзди, пішохідні проходи і майданчики з покриттям із тротуарної плитки, стоянки для автомобілів. За умовами існуючого рельєфу можливо часткове планування території з максимальним збереженням рослинного шару та зелених насаджень. Для забезпечення зручності передбачено влаштування малих архітектурних форми – лав, урн для сміття, клумб, декоративних ліхтарів і т.п.

Для забезпечення нормальних санітарних умов територію, що вільна від забудови, проектують під озеленення. Ділянка озеленюється зеленими насадженнями з дерев та кущів, влаштовуються квітники. Проектування озеленення повинно забезпечити створення на території забудови сприятливого мікроклімату. Навколо забудови садимо смуги різноманітних дерев. Це дасть змогу створити вишуканий краєвид та неповторну панораму оточуючого середовища при прогулянці. Вільну від мощення та забудови територію передбачено засіяти багаторічними травами, створити газони. Дерев та кущі висаджуються з врахуванням їх санітарно – захисних і декоративних властивостей.

### **1.2.2 План організації рельєфу**

Роботи по організації рельєфу майданчика виконують з метою влаштування пішохідних доріжок і автомобільної дороги для хорошої доступності людей і автомобілів. Також в ці роботи включається планування ділянки для водовідведення. Залишки води направляються штучними водовідводами і каналами і зливними стоками в міську мережу для водовідводу.

В проекті передбачено два в'їзди на територію житлового будинку. Всі дороги влаштовані з відповідним ухилом в поперечному напрямку 0,02 і в поздовжньому – 0,05, що забезпечує організований водовідвід атмосферних опадів. Покриття автодороги виконане з асфальтобетону, а тротуарні доріжки – тротуарної плитки, що надає їм виразності і довговічності.

На території ділянки розміщені такі об'єкти:

- Багатоповерховий житловий будинок;
- стоянка для автомобілів мешканців будинку;
- стоянка для службових автомобілів;
- квітники та газони;
- дитячий майданчик;
- зона відпочинку для дорослих;
- санітарна зона;
- площадка для виходу собак.

### **1.2.3 ТЕП генерального плану**

Генеральний план спортивного комплексу характеризується такими основними техніко-економічними показниками:

- |                       |                         |
|-----------------------|-------------------------|
| - площа ділянки       | 1,3 га;                 |
| - площа забудови      | 511,58 м <sup>2</sup> ; |
| - площа покриття      | 7678,0 м <sup>2</sup> ; |
| - площа озеленення    | 4810,0 м <sup>2</sup> ; |
| - відсоток покриття   | 59%                     |
| - відсоток озеленення | 37%                     |

### **1.3 Об'ємно – планувальні рішення**

#### **1.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального обґрунтування**

При розробці проекту віддано перевагу сучасним функціональним рішенням. Цим проектом передбачається можливість створення умов для забезпечення життєдіяльності населення.

Враховуються нормативні вимоги по створенню середовища життєдіяльності всього населення, а також всіх маломобільних груп, тобто людей похилого віку, пішоходів з дитячими колясками і дітей дошкільного віку. Для інвалідів з проблемами опорно-рухового апарату, зокрема на кріслі-колясці або з додатковими опорами, передбачаються відповідні параметри проходів і проїздів, граничні ухили профілю шляху, якість поверхні шляхів пересування.

Ліфт доходить до рівня підлоги нижнього поверху, а для в'їзду і виїзду вуличних колясок передбачений пандус з ухилом не більше 5%.

Проектом передбачено односекційний 15-ти поверховий житловий будинок. Перші два поверхи не житлові. В них планують розмістити офіси, торгові зали, а також необхідні для нормального обслуговування жителів будинку підприємства побутового обслуговування. Вхід в який здійснюється через вулицю. З третього по тринадцятий поверх розташовані 2 однокімнатні, 2 двокімнатні та 2 трикімнатні квартири. На чотирнадцятому на п'ятнадцятому поверхах розташовані дві двоповерхові квартири. Комфорт перебування в будинку забезпечується його об'ємно-планувальним рішенням та сучасним обладнанням. Тамбур в будинку забезпечує не потрапляння холодного повітря до приміщення при відкриванні зовнішніх дверей. В кожній з квартир є вихід на балкон.

#### **1.3.2 Описання прийнятого рішення та його обґрунтування**

Односекційний 15-ти поверховий житловий будинок передбачає 68 квартир. Перші два поверхи не житлові. Планування внутрішніх приміщень житлової частини будинку відповідають вимогам норм. На типовому поверсі розміщено 6

квартир. Квартири передбачені зручного планування з повним комплектом внутрішнього обладнання. Будівля обладнана двома ліфтами: вантажним – 630 кг, пасажирським – 400 кг.

У підвалі розміщується інженерне обладнання житлового будинку, в тому числі вузли введення комунікацій, електрощитові, вентиляційні установки.

Будівлю передбачаємо виконати в монолітному варіанті. Зовнішні стіни газобетонні блоки.

### **1.3.3 ТЕП об'ємно – планувального рішення**

- площа забудови	511,58 м <sup>2</sup> ;
- загальна площа будівлі	5146,4 м <sup>2</sup> ;
- корисна площа	4995,84 м <sup>2</sup> ;
- розрахункова площа	4525,5
- будівельний об'єм	24555 м <sup>3</sup>

## **1.4 Конструктивні рішення**

### **1.4.1 Несучі конструкції. Описання і обґрунтування їх вибору**

Конструктивна система будівлі прийнята каркасна з огорожувальними конструкціями стін. Каркас будівлі вибраний монолітним залізобетонним, тому що він має такі переваги: забезпечення протипожежних вимог до конструкцій без додаткових спеціальних заходів зі збільшення вогнестійкості, низькі витрати на підтримку технічного стану споруди впродовж її експлуатації.

Фундаменти: запроектовані збірними залізобетонними під колони будівлі стаканного типу.

Колони: в будівлі прийняті монолітні залізобетонні з поперечними розмірами 300х300 мм.

Ригелі: залізобетонні монолітні прямокутного перерізу.

Плити перекриття і покриття: монолітні залізобетонні.

Покрівля: з внутрішнім водостоком з 4-х шарового рубероїдного килима, металочерепиця.

Сходи: виконують збірними залізобетонними з маршів і площадок, які опираються на ригель. Ширина сходового маршу 1000мм, ширина сходової площадки 2100 мм.

#### **1.4.2 Огороджувальні конструкції. Описання і обґрунтування їх вибору**

Підлоги: у житлових кімнатах, вбудованих приміщеннях, коридорах використовуємо паркетну підлогу. У ліфтових холах, загальних коридорах, торгових залах, санвузлах підлога виконується з керамічної плитки на клеючій основі. Підлога у вестибюлі першого поверху виконують мозаїчну багат шарову.

Перегородки: виконують товщиною 120 мм з керамічної цегли марки М75. Вони мають ряд переваг в порівнянні з перегородками з інших матеріалів, основні з них: міцність, велика несуча здатність, непогана звукоізоляція, можливість навішування важкого обладнання, виконання як прямої перегородки так і криволінійної. Оздоблення стін і перегородок в приміщеннях з вологим режимом експлуатації керамічною плиткою, а із звичайним – штукатурка з шпаклюванням і фарбуванням.

Вікна: для заповнення віконних прорізів будуть використані вікна зі склопакетами. Склопакети в конструкції вікна заповнені аргоном, а несуча коробка виконана із фібергласу. Всі вікна виконуються за спецзамовленням, кожне зі своїми розмірами. Вибрано вікна з металопластику тому, що вони не вимагають спеціального догляду, мають високі показники звукоізоляції та хороші енергозберігаючі властивості.

Двері: в будівлі використовують двері з цінних порід деревини, таких як дуб, з використанням нетрадиційного дизайну проектування. В якості вхідних дверей служать засклені металопластикові двопільні двері. Двері у всі інші приміщення дерев'яні глухі однопільні, крім дверей в торговий зал, де встановлені двопільні



глухі дерев'яні двері. Всі двері індивідуальних типорозмірів виконані на замовлення.

Зовнішні стіни: запроектовані із газобетонних блоків на цементно-піщаному розчині. Оздоблення деяких балконів, а також зовнішніх стін торгових залів виконується по системі навісного вентильованого фасаду з композитних алюмінієвих панелей. Саме така конструкція фасаду є доцільною оскільки вони поєднують в собі високі експлуатаційні характеристики, широкі архітектурні можливості, сучасність, надійність, економічність.

Навісний вентильований фасад з композитних матеріалів - це система, що складається з облицювання, теплоізоляції і алюмінієвої підконструкції, розташованих так, що з віддаленням від стіни зменшуються показники теплопередачі і опору паропроникності. Принцип системи полягає в тому, що технологічний прошарок, що залишається між теплоізоляцією і облицюванням, забезпечує вільний рух повітряним потокам. Таким чином, природний рух повітря в цьому прошарку (ефект каміна) дозволяє стіні постійно знаходитися в сухому стані, не дозволяючи збиратися конденсату і волозі. Саме цей повітряний прошарок знижує тепловтрати і є свого роду температурним буфером: температура повітря в ньому приблизно на 3-4 градуси вище (взимку), ніж зовні будівлі.

### **1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни**

Основні розрахункові дані:

- Район будівництва: м. Тернопіль;
- Призначення будівлі: Житлова будівля;
- Температура внутрішнього повітря:  $t_b = +20^\circ\text{C}$ ;

Конструкція стіни складається з штукатурки, газобетонних блоків, утеплювача.

Розрахунок виконується на підставі ДБН В.2.6-31:2021 “Теплова ізоляція та енергоефективність будівель” та ДСТУ-Н.Б.В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія».

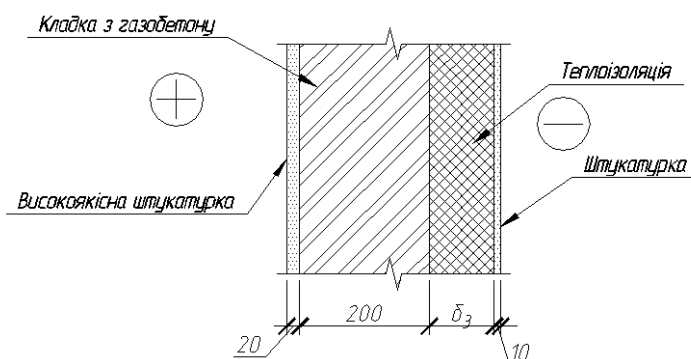


Рисунок 1.4 – Розрахункова схема зовнішньої стіни

Район будівництва знаходиться в I-й температурній зоні [1, додаток В].

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі конструкції стіни для першої температурної зони становить  $R_{q \min} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$  [1, табл.1].

Розрахункові значення температури й вологості повітря в приміщеннях житлового будинку дорівнюють  $t_e = 20 \text{ °C}$  та  $\phi_e = 55 \%$  [1, додаток Г, табл. Г.2].

Вологісний режим – нормальний [1, додаток Г, табл. Г.1]. Визначається в залежності від відносної вологості  $\phi_e$  і температури внутрішнього повітря  $t_e$ .

Конструкція зовнішньої стіни експлуатується в умовах Б [1, додаток К].

Значення теплотехнічних показників матеріалів шарів стіни визначаємо за додатком Л [1] і записуємо в табл.1.2.

Таблиця 1.2 – Розрахункові теплофізичні показники матеріалів шарів стіни

№ шару	Найменування матеріалу шару	Густина $\gamma$ , кг/м <sup>3</sup> .	Товщина шару, $\delta$ , м.	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності, $\lambda$ , $\frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$	Термічний опір шару $R = \frac{\delta}{\lambda}$ , $\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$
1	Високоякісна штукатурка – розчин складний (пісок, вапно, цемент)	1700	0,02	0,87	$\frac{0,02}{0,87} = 0,023$
2	Кладка з газобену	1000	0,20	0,50	$\frac{0,20}{0,50} = 0,4$

Продовження таблиці 1.2

3	Утеплювач –плити з мін. вати на синтетичному в'язучому (вміст до 4,2%)	30	0,1	0,044	2,273
4	Штукатурка - цементно-піщана	1600	0,01	0,81	$\frac{0,02}{0,081} = 0,012$

Визначимо товщину утеплювача  $\delta_3$ , за якої опір теплопередачі конструкції відповідатиме нормативній вимозі:  $R_{q \min} = \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_3}$ ;

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \left( R_{q \min} - \left( \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_3} \right) \right) \cdot \lambda_3 = \\ &= \left( 2,8 - \left( \frac{1}{8,7} + 0,023 + 0,4 + 0,012 + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,044 = 0,097 \text{ м}, \end{aligned}$$

де  $\alpha_6 = 8,7 \frac{\text{Вт}}{(\text{м}^2 \cdot \text{К})}$ ,  $\alpha_3 = 23,0 \frac{\text{Вт}}{(\text{м}^2 \cdot \text{К})}$  – коефіцієнти теплообміну внутрішньої і зовнішньої поверхонь конструкції [1, додаток Е].

Приймаємо товщину утеплювача  $\delta_3 = 0,1 \text{ м}$ .

Тоді термічний опір шару утеплювача дорівнюватиме

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,1}{0,044} = 2,273 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}.$$

Конструкцію стіни вважаємо термічно однорідною, тоді опір теплопередачі конструкції  $R_\Sigma$  розраховується за формулою:

$$\begin{aligned} R_\Sigma &= \frac{1}{\alpha_6} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{8,7} + 0,023 + 0,4 + \frac{0,1}{0,044} + 0,012 + \frac{1}{23} \\ &= 2,866 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}. \end{aligned}$$

Перевіряємо виконання умови

$$R_\Sigma = 2,866 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} > R_{q \min} = 2,8 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}.$$

Умова виконується. Тобто опір теплопередачі зовнішньої стіни більший за мінімально допустиме значення опору теплопередачі конструкції.

#### 1.4.4 Матеріали для зведення будівлі, обґрунтування їх вибору

Цивільне будівництво в містах вимагає значного підвищення продуктивності праці, зниження вартості, скорочення тривалості та поліпшення якості будівництва. Для цього необхідно підносити рівень індустріалізації будівельного виробництва і ступінь заводської готовності будівельних конструкцій і деталей, розширювати застосування нових ефективних конструкцій, збільшувати потужності територіальних будівельно-монтажних організацій і пересувних інвентарних баз будівельної індустрії, вдосконалювати методи зведення будівель і споруд.

При зведенні будівлі використовуються такі матеріали:

- Бетонна суміш марки М300 – для влаштування монолітних перекриттів, колон, підлоги, відмостки.
- Арматура марки А400С та Вр-І – армуванні перекриття та колон.
- Дерев'яна щитова опалубка з обрізних дощок товщиною 25 мм та довжиною 150мм - для влаштування монолітного перекриття та колон.
- Керамічна цегла марки М75 – для кладки стін та перегородок.
- Газоблоки марки Д 500 – для кладки зовнішніх стін.
- Цементно – піщаний розчин марки М75 – для влаштування стяжки.
- Покрівлю ми вибираємо згідно естетичних рішень та навантажень на будівлю. Приймаємо металочерепицю.
- «PANDOMO® ТераццоBasic» використовується для влаштування мозаїчної підлоги на першому поверсі будівлі.

#### 1.5 Архітектурно – художні рішення

Компактне, симетричне рішення планів будівлі дозволяє розміщувати його в будь-якій планувальній структурі міських мікрорайонів. Просте лаконічне рішення фасадів дає можливість при «прив'язці» доповнити фасад архітектурними деталями національного колориту.

Центральна частина об'єкта має максимально засклені фасади, що дозволяє природному світлу глибше проникати у внутрішній простір. Неординарне засклення перших двох поверхів дає можливість торговим залам освітлюватись природно та візуально збільшує об'єм приміщення. Поєднання різних відтінків коричневого кольору, а також поєднання з навісним фасадом надає композиції різноманітність сприйняття з різних точок.

В проекті особливу увагу надано використанню складних об'ємів та конструкцій, їх поєднання з новітніми оздоблювальними матеріалами.

## **1.6 Санітарно-технічне обладнання**

Теплопостачання об'єкту.

Джерело теплопостачання – тепломережа.

Передача тепла здійснюється тепловими мережами, які прокладаються в загальних колекторах спільно з іншими комунікаціями.

Система опалення об'єкту.

Передбачено дві самостійні системи опалювання:

- система опалювання житлових приміщень;
- система опалювань приміщень суспільного призначення.

Як нагрівальні прилади прийняті радіатори алюмінієві «Mirado».

У теплових вузлах кожного будинку встановлюються теплові лічильники, що враховують роздільне теплове навантаження на опалювання і гаряче водопостачання.

Гаряче водопостачання здійснюється по відкритій схемі з установкою регулятора температури.

Вентиляція об'єкту.

Вентиляція приміщень прийнята припливно-витяжна природна.

Витяжка через вентиляційні канали, розміщені в кухнях, ванних кімнатах і санвузлах. Приток не організований через нещільність дверних і віконних отворів.

Вентиляційні канали прийняті прямокутної форми і розташовуються у внутрішніх капітальних стінах.

У приміщеннях суспільного призначення вентиляція припливно-витяжна механічна. На першому та другому поверхах доцільне розміщення кондиціонерів.

В якості шумопоглинаючих заходів крім традиційних (шумоглушники, гнучкі вставки в вентиляторах) передбачена звукоізоляція стін.

Внутрішній водопровід.

Відповідно ДСТУ 7525:2014 внутрішній водопровід проектується для відведення води безпосередньо споживачу, а внутрішня каналізація - для відведення побутових та виробничих стічних вод з будівлі в зовнішню систему каналізацій.

В запроектованій будівлі влаштовується внутрішній організований водозлив для відведення води з даху будівлі.

Для господарчо – питевих та протипожежних потреб джерелом водопостачання є існуюча міська мережа.

Для обліку водоспоживання будівлі передбачаються:

- водомірний вузол для холодного водопостачання будівлі;
- вузол обліку тепла.

Крім того, лічильники холодної і гарячої води встановлюються в кожній квартирі.

В будівлі влаштовується господарчо-протипожежна система водопроводу.

Проектується кільцева мережа з метою безпосередньої подачі води.

Внутрішня каналізація.

В запроектованій будівлі влаштовується побутова та дощова каналізація. Побутова система каналізації призначена для відводу стічних вод від миючих засобів, раковин та унітазів. Внутрішні водостоки призначені для відведення дощових та талих вод з даху будинку. Побутова система каналізації виконана з труб.

Лійки влаштовують в перекриття з використанням водопровідного з'єднання. Гідроізоляційний шар покрівлі влаштовують за фланець зливного патрубку, затискають та заливають бітумною мастикою.

Вимоги пожежної безпеки та евакуації.

Для запобігання виникнення пожежі проектом передбачено всі заходи, які регламентовані нормативною літературою. Для локалізації ж пожеж у випадку виникнення передбачений комплекс заходів. Передбачена мережа протипожежних гідрантів. Доступ пожежних машин до житлового будинку забезпечується двома під'їзними дорогами.

Всі дерева та інші зелені насадження розміщені на регламентованій відстані (більше 6 м) від фасадів будівлі.

Вимоги ДСТУ по санітарії і пожежній безпеці дотримані відповідно до пунктів цього нормативного джерела.

### **Висновки до розділу 1**

1. В розділі прийняті основні об'ємно-планувальні рішення 15-ти поверхового багатоквартирного житлового будинку в місті Тернопіль. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об'єкт.
2. Підібрано санітарно-технічне обладнання житлового будинку та розраховано теплоізоляцію огорожуючи конструкцій.
3. Визначено основні техніко-економічні показники по генеральному плану об'єкту.

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

#### 2.1 Визначення розрахункових зусиль в перерізах конструкцій

Збір навантаження та розрахунок монолітного залізобетонного каркасу 15-ти поверхового багатоквартирного житлового будинку виконано в Розділі 3. Розрахунок виконано із використанням автоматизованого програмного комплексу «Мономах 4.5».

Зусилля, що виникають в колонах наведені в табл. 3.5 і 3.6.

Зусилля, що виникають в плиті перекриття наведені на аркуші 4 та 6 креслень КРМ.

#### 2.2 Розрахункові характеристики матеріалів

Клас бетону для колони та плити перекриття – В25, він має такі фізико-механічні характеристики:  $R_b = 14,5$  МПа;  $R_{bt} = 1,05$  МПа;  $E_b = 30 \cdot 10^3$  МПа.

Робоча арматура класу А400С, для якої  $f_{yd} = R_s = 360$  МПа;  $f_{ywd} = R_{sw} = 285$  МПа;  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  МПа.

#### 2.3 Розрахунок конструкцій за граничними станами першої групи

##### 2.3.1 Розрахунок арматури колони в осях 9-Г

Розрахункова довжина колони  $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1$  м.

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{21,475}{2025,913} = 0,011 < e_{a1} = \frac{h}{30} = \frac{0,4}{30} = 0,013 \text{ м}; \quad e_{a2} = \frac{l_0}{600} = \frac{2,1}{600} = 0,004 \text{ м};$$

Відношення  $l_0 / b_c = 2,1 / 0,4 = 5,25 < 20$  і силовий ексцентриситет менший за випадкові, отже розрахунок ведемо як центрально-стиснутого елемента.

Призначаємо попередньо коефіцієнт  $\varphi = 0,9$ , тоді необхідна площа перерізу робочої арматури становить



$$A_{s,tot} = \frac{N/\varphi - R_b A}{R_{sc}} = \frac{2025,913/0,9 - 1,45 \cdot 1600}{36,0} = -1,92 \text{ см}^2,$$

де  $A = b_c h_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ см}^2$ .

Оскільки бетон сприймає все навантаження то конструювання колони виконуємо конструктивно приймаємо робочу арматуру в колоні  $4\varnothing 16 \text{ A400C}$  з  $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо несучу здатність колони:

$$\alpha = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A} = \frac{36,0 \cdot 8,04}{1,45 \cdot 1600} = 0,215 \quad \text{при} \quad \frac{N_l}{N} = \frac{1687,636}{2025,913} = 0,83, \quad \text{та} \quad \frac{l_0}{b_c} = \frac{2,1}{0,4} = 5,25$$

визначаємо  $\varphi_b = 0,92$ , та  $\varphi_{sb} = 0,92$ .

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s \leq \varphi_{sb}$$

$$\varphi = 0,92 + 2(0,92 - 0,92)0,215 = 0,92 \leq \varphi_{sb} = 0,92$$

Приймаємо в розрахунку  $\varphi = \varphi_{sb} = 0,92$ .

Несуча здатність елемента

$$N_u = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,92(1,45 \cdot 1600 + 36,0 \cdot 8,04) = 2400,68 \text{ кН} \geq N = 2025,913 \text{ кН},$$

несуча здатність колони забезпечена.

Поперечну арматуру приймаємо із сталі A240C, діаметром 8 мм.

### 2.3.2 Розрахунок армування колони в осях 6-Н

Розрахункова довжина колони  $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3,9 = 2,73 \text{ м}$ .

Відношення  $l_0/b_c = 2,73/0,4 = 6,825 < 20$ , отже розрахунок ведемо як центрально стиснутого елемента.

Призначаємо попередньо коефіцієнт  $\varphi = 0,9$ , тоді необхідна площа перерізу робочої арматури становить

$$A_{s,tot} = \frac{N/\varphi - R_b A}{R_{sc}} = \frac{2169,016/0,9 - 1,45 \cdot 1600}{36,0} = 2,5 \text{ см}^2,$$

де  $A = b_c h_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ см}^2$ .

Приймаємо робочу арматури в колоні  $4\varnothing 16 \text{ A400C}$  з  $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо несучу здатність колони:

$$\alpha = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A} = \frac{36,0 \cdot 8,04}{1,45 \cdot 1600} = 0,125 \quad \text{при} \quad \frac{N_l}{N} = \frac{1824,5}{2169,016} = 0,84, \quad \text{та} \quad \frac{l_0}{b_c} = \frac{2,73}{0,4} = 6,825$$

визначаємо  $\varphi_b = 0,92$ , та  $\varphi_{sb} = 0,92$ .

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s \leq \varphi_{sb}$$

$$\varphi = 0,92 + 2 \cdot (0,92 - 0,92) \cdot 0,125 = 0,92 \leq \varphi_{sb} = 0,92$$

Приймаємо в розрахунку  $\varphi = \varphi_{sb} = 0,92$ .

Несуча здатність елементу

$$N_u = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,92(1,45 \cdot 1600 + 36,0 \cdot 8,04) = 2400,68 \text{ кН} \geq N = 2169,016 \text{ кН},$$

несуча здатність колони забезпечена.

Поперечну арматуру приймаємо із сталі А240С, діаметром 8 мм.

### 2.3.3 Підбір армування плити перекриття

Необхідна площа арматури підбирається для кожного прольоту та опори плити. Для вказаних зон розкладки підбирається крок і діаметр поздовжньої і поперечної арматури для нижньої і верхньої граней плити.

Розрахунковий опір бетону В25 осьовому стиску становить  $R_b = 14,5$  МПа, опір осьовому розтягу  $R_{bt}^T = 1,05$  МПа, з урахуванням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_{b2} = 0,9$  опір становить

$$R_b = \gamma_{b2} R_b^T = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05 \text{ МПа} = 1,305 \text{ кН/см}^2,$$

$$R_{bt} = \gamma_{b2} R_{bt}^T = 0,9 \cdot 1,05 = 0,95 \text{ МПа} = 0,095 \text{ кН/см}^2.$$

Встановлюємо, що за нормальної вологості ступінь дії внутрішнього середовища відноситься до неагресивного.

Початковий модуль пружності бетону В25  $E_b = 30,0 \cdot 10^3$  МПа.

Розрахунковий опір поздовжньої робочої арматури становить  $R_s = 360$  МПа  $= 36,0$  кН/см<sup>2</sup>, модуль пружності  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  МПа

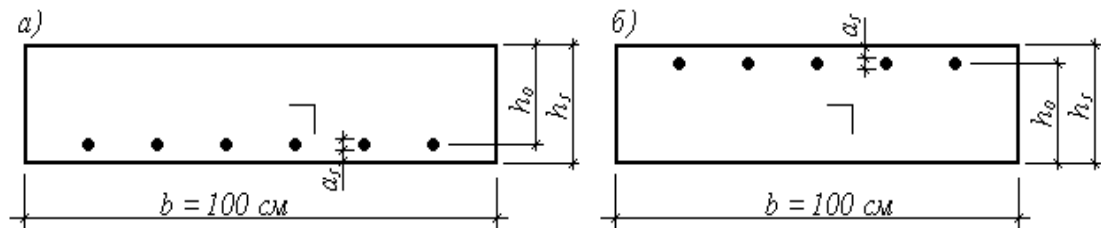
Поперечна арматура:  $R_{sw} = 170$  МПа  $= 17,0$  кН/см<sup>2</sup>, модуль пружності

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Монолітну плиту розраховуємо як багатопролітну нерозрізну балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, опорами яких служать колони. Для розрахунку зручно прийняти полосу плити шириною 1 м.

Мінімальна товщина захисного шару  $a_s = 20$  мм, гранична ширина розкриття тріщин  $a_{cr1} = 0,4$  мм,  $a_{cr2} = 0,4$  мм.

Розрахунок заключається в визначенні площі робочої арматури плити. Елемент розраховуємо як прямокутний, з одиничною арматурою шириною  $b = 100$  см і висотою  $h = h_s$  (рис.2.1).



а) в прольоті; б) на опорі.

Рисунок 2.1 – Розрахункові перерізи плити

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елементу. Обчислюємо граничну відносну висоту стиснутої зони за формулою:

$$\xi_K = \frac{0,746}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,606,$$

де за формулою (8)  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$ .

Робоча висота перерізу за формулою (5)

$$h_0 = 16 - 2 - 1,4/2 = 13,3 \text{ см},$$

де попередньо приймаємо діаметр робочої арматури 14 мм.

Розрахунки площі поздовжньої робочої арматури ведемо за формулами:

Ділянка 1.  $M_1 = 22,05$  кНм

$$\alpha = \frac{22,05 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 13,3^2} = 0,096;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,096} = 0,1$$

Перевіряємо виконання умови за формулою (6):  $\xi = 0,1 < \xi_R = 0,606$ . Умова виконується. Площа робочої арматури визначаємо за виразом:

$$A_{s1} = \frac{22,05 \cdot 100}{0,95 \cdot 13,3 \cdot 36,5} = 4,78 \text{ см}^2;$$

$$\text{де } \eta = 1 - 0,5 \cdot 0,1 = 0,95.$$

Ділянка 2.  $M_2 = -65,83$  кН.м

$$\alpha = \frac{65,83 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 13,3^2} = 0,285;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,285} = 0,344$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,344 = 0,828,$$

$$A_{s2} = \frac{65,83 \cdot 100}{0,828 \cdot 13,3 \cdot 36,5} = 16,38 \text{ см}^2.$$

Ділянка 3.  $M_3 = 22,24$  кНм

$$\alpha = \frac{22,24 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 13,3^2} = 0,096;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,096} = 0,1$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,1 = 0,95,$$

$$A_{s3} = \frac{22,24 \cdot 100}{0,95 \cdot 13,3 \cdot 36,5} = 4,82 \text{ см}^2.$$

Ділянка 4.  $M_4 = -46,89$  кНм

$$\alpha = \frac{46,89 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 13,3^2} = 0,203;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,203} = 0,229$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,229 = 0,885,$$

$$A_{s4} = \frac{46,89 \cdot 100}{0,885 \cdot 13,3 \cdot 36,5} = 10,91 \text{ см}^2.$$

Ділянка 5.  $M_5 = 21,80$  кНм

$$\alpha = \frac{21,80 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 13,3^2} = 0,094;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,094} = 0,099;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,099 = 0,95,$$

$$A_{s5} = \frac{21,80 \cdot 100}{0,95 \cdot 13,3 \cdot 36,5} = 4,73 \text{ см}^2.$$

Ділянка 6.  $M_6 = -49,65$  кНм

$$\alpha = \frac{49,65 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 13,3^2} = 0,215;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,215} = 0,245;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,245 = 0,877,$$

$$A_{s,6} = \frac{49,65 \cdot 100}{0,877 \cdot 13,3 \cdot 36,5} = 11,66 \text{ см}^2.$$

Мінімальна площа робочої арматури за формулою:

$$A_{s,\min} = 0,0005 \cdot 100 \cdot 13,3 = 0,665 \text{ см}^2.$$

Крок арматури приймаємо  $s=200$ мм.

Поперечну арматуру призначаємо конструктивно  $\emptyset 8A240$ .

Результати розрахунку зведемо в таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 – Прийняті армування і площі перерізу

Ділянки плити	1	2	3	4	5	6
Розрахункова площа перерізу, $A_s$ , $\text{см}^2$ (A400C)	4,78	16,36	4,82	10,91	4,73	11,66
Прийняте армування	5 $\emptyset$ 12 A400C $A_s=5,65$	5 $\emptyset$ 12+ 5 $\emptyset$ 18 A400C $A_s=18,37$	5 $\emptyset$ 12 A400C $A_s=5,65$	5 $\emptyset$ 12+ 5 $\emptyset$ 12 A400C $A_s=11,3$	5 $\emptyset$ 12 A400C $A_s=5,65$	5 $\emptyset$ 12+ 5 $\emptyset$ 14 A400C $A_s=13,34$

Враховуючи вище проведені розрахунки плити за найбільшим значенням  $A_s$  приймаємо наступне армування: 5 $\emptyset$ 12 A400C  $A_s=5,65\text{см}^2$  з кроком  $s=200$ мм по всій площі плити.

### 2.3.4 Розрахунок міцності похилих перерізів

Розрахунок ведемо на дію найбільшої поперечної сили  $Q_{\max}$ , яка виникає в перерізах плити і заключається в визначенні діаметру та кроку поперечних

стержнів (хомутів). При розрахунку міцності похилих перерізів плити доцільніше призначити діаметр та крок поперечної арматури за конструктивними вимогами та перевірити несучу здатність перерізів.

Діаметр поперечних стержнів при армуванні в'язаними каркасами призначаємо не менше 5 мм при  $h_{sb} \leq 80$  см і не менше 8 мм при  $h_{sb} > 80$  см. Крок хомутів на приопорних ділянках приймаємо в залежності від висоти плити: за  $h_{\pi} \leq 45$  см – крок  $s_w \leq h_{\pi}/2$  та  $s_w \leq 15$  см. Приопорні ділянки плити при рівномірному навантаженні –  $1/4$  прольоту від опор. На решті плити крок приймаємо:  $s_w \leq 3/4h_{\pi}$  та  $s_w \leq 50$  см.

Фактична робоча висота перерізу  $h_0 = 16 - 2 - 1,2/2 = 13,4$  см.

Максимальне значення поперечної сили беремо по  $Q_x$  з ізополів напружень, тоді  $Q_{\max} = 400,19$  кН.

Призначаємо поперечну арматуру діаметром 8 мм з сталі А240. За конструктивними вимогами максимальний крок поперечної арматури на приопорних ділянках  $s_w \leq h_{\pi}/2 = 16/2 = 8$  см, але не більше 15 см. Призначаємо крок  $s_w = 15$  см. Перевіряємо міцність стиснутої похилої смуги за формулою:

$$Q_{\max} = 400,19 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,897 \cdot 1,076 \cdot 1,035 \cdot 100 \cdot 13,4 = 401,58 \text{ кН},$$

$$\text{де } \varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847 ;$$

$$\text{За виразом (11)} \quad \varphi_{u1} = 1 + 5 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} \cdot \frac{2 \cdot 0,503}{100 \cdot 15} = 1,02 < 1,3$$

Умова виконується, міцність забезпечена, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Погонне зусилля в поперечних стержнях за умовами:

$$q_{sw} = \frac{17,5 \cdot 2 \cdot 0,503}{15} = 1,17 \text{ кН/см} > q_{sw, \min} = \frac{0,6 \cdot 0,095 \cdot 100}{2} = 3,85$$

Проекція похилого перерізу на вісь плити за формулою:

$$c = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,095 \cdot 100 \cdot 13,4^2}{0,446}} = 87,46 \text{ см}$$

де  $q_1 = q_b = 0,7446$  кН/см,  $q_b = 0,446$  кН/см  $< 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 2,85 = 1,596$  кН/см,  $c_0 > h_0$ .

Обчислюємо поперечну силу, яку сприймає бетон стиснутої зони за формулою:

$$Q_b = \frac{2 \cdot 0,095 \cdot 100 \cdot 13,4^2}{84,46} = 40,39 \text{кН} < 2,5 \cdot 0,095 \cdot 100 \cdot 13,4 = 318,25 \text{кН} ;$$

$$Q_b = 40,39 \text{кН} > 0,6 \cdot 0,095 \cdot 100 \cdot 13,4 = 76,38 \text{кН}$$

Надалі приймаємо  $Q_b = 76,38 \text{кН}$

Проекція похилої тріщини за формулою становить та в подальшому розрахунку будемо приймати  $c_0 = c = 87,46 \text{ см}$ .

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,095 \cdot 100 \cdot 13,4^2}{1,17}} = 54,00 \text{см} < c = 87,46 \text{см} ,$$

Розрахункове значення поперечної сили в кінці похилого перерізу

$$Q = 400,19 - 0,446 \cdot 87,46 = 361,18 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність перерізу за формулою:

$$Q = 361,18 < 76,38 + 3,85 \cdot 87,46 = 413,10 \text{ кН},$$

Умова виконується. Міцність забезпечена.

Прольотні ділянки плити армуємо з кроком  $s_w = 3/4 h_{sb} = 3/4 \cdot 16 = 12 \text{ см}$ , що не перевищує 50 см.

## 2.3.5 Розрахунок плити за другою групою граничних станів

### 2.3.5.1 Розрахунок за розкриттями тріщин

До елементів перекриття ставляться вимоги 2<sup>ї</sup> категорії тріщиностійкості, а граничне значення ширини розкриття тріщин  $a_{crc1}$  і  $a_{crc2}$  встановлені в таблиці 2\* [3], для елементів, які працюють в неагресивному середовищі.

У розділі 2.2 встановлено граничну ширину розкриття тріщин від повних навантажень  $a_{crc1} = 0,4 \text{ мм}$ , постійних і тривалих  $a_{crc2} = 0,4 \text{ мм}$ .

Розрахунок ведемо для середнього прольоту плити перекриття на дію згинаючих моментів від навантажень:

$$\text{повних за } \gamma_f = 1 \quad M_{ser} = 22,24 \text{кНм}$$

постійних і тривалих за  $\gamma_f = 1$   $M_{ser,l} = 14,03 kNm$

Робоча арматура в плиті –  $5\varnothing 12$  А400С ( $A_s = 5,65 \text{ см}^2$ ).

Обчислюємо величини, необхідні для визначення ширини розкриття нормальних тріщин від нетривалої дії повних навантажень при значеннях

$$M = M_{ser} = 14,03 kNm; \varphi_{ls} = 1,1; \varphi_{b2} = 1,0; \varphi_l = 1,0.$$

За формулою обчислюємо коефіцієнт  $\varphi_d$

$$\varphi_d = 1 + 0,175 \frac{1,2^2 - 1}{1,2 - 0,5} = 1,11 < 1,6.$$

Пружно-пластичний момент опору поперечного перерізу балки можна обчислити за формулою

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,15\gamma'] \cdot bh^2 = [0,292 + 0,75(0 + 2 \cdot 0,0035 \cdot 7,0) + 0,15 \cdot 0,025] \cdot 100 \cdot 16^2 = 8512 \text{ см},$$

де  $\gamma_1 = \frac{(b'_f - b)h_f}{bh} = 0$ , оскільки розтягнутої полиці немає,  $b'_f = 0$ ;

$$\gamma' = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha \cdot A_s}{bh} = \frac{7,0 \cdot 5,65}{100 \cdot 16} = 0,025;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} = 7,0;$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh} = \frac{5,65}{100 \cdot 16} = 0,0035.$$

За формулами обчислюємо коефіцієнти:

$$\varphi_m = \frac{1,6 \cdot 8512}{22,24 \cdot 10^3} = 0,61 < 1;$$

$$\phi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,61 = 0,579.$$

Для визначення висоти стиснутої зони бетону обчислюємо за формулами значення коефіцієнтів:

$$\beta = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 5,65}{30 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 13,4} \cdot \frac{0,7 \cdot 2,0}{0,579 \cdot 0,85} = 0,084;$$

$$\varphi_f = 0;$$

$$\varphi_s = \frac{5,65 \cdot 0,579}{5,65 \cdot 0,7} = 0,827;$$



$$\varphi_{\xi} = 0,084 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 1,0 + 0,827 \cdot \frac{1,6}{13,4} + 0,54 \cdot 0 \cdot \frac{0}{13,4} \right)}{0,084 \cdot (0,827 + 0 + 1,0)^2}} - 1 \right] = 0,186.$$

Висота стиснутої зони

$$x = 0,186 \cdot (0,579 + 0 + 1,0) \cdot 13,4 = 3,94 \text{ см},$$

За формулами визначаємо плече внутрішньої пари сил:

$$\lambda_1 = 0;$$

$$z = \left( 13,4 - \frac{3,94}{3} \right) \left[ \frac{1 + 0 \cdot \frac{13,4 + 0,5 \cdot 0}{13,4 - \frac{3,94}{3}}}{1 + 0} \right] = 12,09 \text{ см}.$$

За формулою обчислюємо значення напруги в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{22,24 \cdot 10^3}{5,65 \cdot 12,09} = 325,58 \text{ МПа}.$$

$$\text{Коефіцієнт армування } \mu = \frac{A_s}{b(h_0 - x)} = \frac{5,65}{100 \cdot (13,4 - 3,94)} = 0,00597.$$

За формулами обчислюємо значення величин:

$$\delta = \frac{1}{1,11 \cdot \left( \frac{30 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^5} + 2 \cdot 0,00597 \right)} = 5,82;$$

$$W = \frac{1}{5,82} \cdot \left( 5 + 0,6 \cdot \frac{325,58}{18,5} \right) = 2,67;$$

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^{2,67}} \right) = 1,86 > 1,45, \text{ в розрахунках приймаємо значення } \lambda = 1,45.$$

Обчислюємо ширину розкриття нормальних тріщин від нетривалої дії повних навантажень при значеннях  $M = M_{ser,l} = 22,24 \text{ кНм}$ ;  $\varphi_{ls} = 1,1$ ;  $\varphi_{b2} = 1,0$ ;  $\varphi_t = 1,0$ ;

$\varphi_m = 0,61$ ;  $\varphi_s = 0,579$ ;  $\beta = 0,084$ ;  $\varphi_f = 0$ ;  $\varphi_s = 0,827$ ;  $\varphi_{\xi} = 0,186$ ;  $x = 3,94 \text{ см}$ ;  $\lambda_1 = 0$ ;

$z = 12,09 \text{ см}$ ;  $\sigma_s = 325,58 \text{ МПа}$ ;  $\mu = 0,00597$ ;

$$\delta = 5,82; W = 2,67; \lambda = 1,86.$$

$$a'_{crcl} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 5,82 \cdot 1,45 \cdot \frac{325,58}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 12 = 0,157 \text{ мм}.$$

Аналогічно обчислюємо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень за  $\gamma_f = 1$   $M_{ser,l} = 14,03 \text{ кНм}$ .

Робоча арматура в плиті – 5Ø12 А400С ( $A_s = 5,65 \text{ см}^2$ ).

Обчислюємо величини, необхідні для визначення ширини розкриття нормальних тріщин від нетривалої дії повних навантажень при значеннях

$$M = M_{ser} = 14,03 \text{ кНм}; \varphi_{ls} = 1,1; \varphi_{b2} = 1,0; \varphi_l = 1,0.$$

За формулою 21 обчислюємо коефіцієнт  $\varphi_d$

$$\varphi_d = 1 + 0,175 \frac{1,2^2 - 1}{1,2 - 0,5} = 1,11 < 1,6.$$

Пружно-пластичний момент опору поперечного перерізу балки можна обчислити за формулою

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,15\gamma'] \cdot bh^2 = [0,292 + 0,75(0 + 2 \cdot 0,0035 \cdot 7,0) + 0,15 \cdot 0,025] \cdot 100 \cdot 16^2 = 8512 \text{ см},$$

де  $\gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} = 0$ , оскільки розтягнутої полиці немає,  $b_f = 0$ ;

$$\gamma' = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha \cdot A_s}{bh} = \frac{7,0 \cdot 565}{100 \cdot 16} = 0,025;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} = 7,0;$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh} = \frac{5,65}{100 \cdot 16} = 0,0035.$$

За формулами обчислюємо коефіцієнти:

$$\varphi_m = \frac{1,6 \cdot 8512}{14,03 \cdot 10^3} = 0,97 < 1;$$

$$\phi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,97 = 0,183.$$

Для визначення висоти стиснутої зони бетону обчислюємо за формулами значення коефіцієнтів:

$$\beta = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 5,65}{30 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 13,4} \cdot \frac{0,7 \cdot 1,0}{0,261 \cdot 0,85} = 0,093;$$

$$\varphi_f = 0;$$

$$\varphi_s = \frac{5,65 \cdot 0,183}{5,65 \cdot 0,7} = 0,261;$$

$$\varphi_\xi = 0,093 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 1,0 + 0,261 \cdot \frac{1,6}{13,4} + 0,54 \cdot 0 \cdot \frac{0}{13,4} \right)}{0,093 \cdot (0,261 + 0 + 1,0)^2}} - 1 \right] = 0,169.$$

Висота стиснутої зони

$$x = 0,169 \cdot (0,183 + 0 + 1,0) \cdot 13,4 = 2,68 \text{ см},$$

За формулами визначаємо плече внутрішньої пари сил:

$$\lambda_1 = 0;$$

$$z = \left( 13,4 - \frac{2,68}{3} \right) \frac{1 + 0 \cdot \frac{13,74 + 0,5 \cdot 0}{13,4 - \frac{2,68}{3}}}{1 + 0} = 14,29 \text{ см}.$$

За формулою обчислюємо значення напруги в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{14,03 \cdot 10^3}{5,65 \cdot 14,29} = 173,77 \text{ МПа}.$$

$$\text{Коефіцієнт армування } \mu = \frac{A_s}{b(h_0 - x)} = \frac{5,65}{100 \cdot (13,4 - 2,68)} = 0,00527.$$

За формулами обчислюємо значення величин:

$$\delta = \frac{1}{1,11 \cdot \left( \frac{30 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^5} + 2 \cdot 0,00527 \right)} = 5,873;$$

$$W = \frac{1}{5,573} \cdot \left( 5 + 0,6 \cdot \frac{173,77}{18,5} \right) = 1,81;$$

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^{1,81}} \right) = 1,673 > 1,45, \text{ в розрахунках приймаємо значення } \lambda = 1,45.$$

Обчислюємо ширину розкриття нормальних тріщин від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень при значеннях  $M = M_{ser,l} = 14,03 \text{ кНм}$ ;  $\varphi_{ls} = 1,1$ ;  $\varphi_{b2} = 1,0$ ;  $\varphi_l = 1,0$ ;  $\varphi_m = 0,97$ ;  $\varphi_s = 0,183$ ;  $\beta = 0,093$ ;  $\varphi_f = 0$ ;  $\varphi_s = 0,261$ ;  $\varphi_\xi = 0,169$ ;

$x = 2,68\text{см}$ ;  $\lambda_1 = 0$ ;  $z = 14,29\text{см}$ ;  $\sigma_s = 173,77\text{МПа}$ ;  $\mu = 0,00527$ ;  $\delta = 5,873$ ;  $W = 1,81$ ;  $\lambda = 1,45$ ;

$$a'_{\text{crc}2} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 5,873 \cdot 1,45 \cdot \frac{173,77}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 12 = 0,08\text{мм}.$$

Аналогічно обчислюємо ширину розкриття тріщин від тривалої дії постійних і тривалих навантажень за  $\gamma_f = 1$   $M_{\text{ser},l} = 14,03\text{кНм}$ .

Робоча арматура в плиті –  $5\text{Ø}12$  А400С ( $A_s = 5,65\text{ см}^2$ ).

Обчислюємо величини, необхідні для визначення ширини розкриття нормальних тріщин від тривалої дії постійних і тривалих навантажень при значеннях

$$M = M_{\text{ser}} = 14,03\text{кНм}; \varphi_{ls} = 0,8; \varphi_{b2} = 3,0; \varphi_l = 1,0.$$

За формулою обчислюємо коефіцієнт  $\varphi_d$

$$\varphi_d = 1 + 0,175 \cdot \frac{1,2^2 - 1}{1,2 - 0,5} = 1,11 < 1,6.$$

Пружно-пластичний момент опору поперечного перерізу балки можна обчислити за формулою

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,15\gamma'] \cdot bh^2 = [0,292 + 0,75(0 + 2 \cdot 0,0035 \cdot 7,0) + 0,15 \cdot 0,025] \cdot 100 \cdot 16^2 = 8512\text{см},$$

де  $\gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} = 0$ , оскільки розтягнутої полиці немає,  $b_f = 0$ ;

$$\gamma' = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha \cdot A_s}{bh} = \frac{7,0 \cdot 5,65}{100 \cdot 16} = 0,025;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} = 7,0;$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh} = \frac{5,65}{100 \cdot 16} = 0,0035.$$

За формулами обчислюємо коефіцієнти:

$$\varphi_m = \frac{1,6 \cdot 8512}{14,03 \cdot 10^3} = 0,97 < 1;$$

$$\phi_s = 1,25 - 1,0 \cdot 0,97 = 0,28.$$

Для визначення висоти стиснутої зони бетону обчислюємо за формулами значення коефіцієнтів:

$$\beta = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 5,65}{30 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 13,4} \cdot \frac{0,7 \cdot 3,0}{0,28 \cdot 0,85} = 0,26;$$

$$\varphi_f = 0;$$

$$\varphi_s = \frac{5,65 \cdot 0,28}{5,65 \cdot 0,7} = 0,4;$$

$$\varphi_\xi = 0,26 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 1,0 + 0,4 \cdot \frac{1,6}{13,4} + 0,54 \cdot 0 \cdot \frac{0}{13,4} \right)}{0,26 \cdot (0,4 + 0 + 1,0)^2}} - 1 \right] = 0,252.$$

Висота стиснутої зони

$$x = 0,252 \cdot (0,28 + 0 + 1,0) \cdot 13,4 = 4,32 \text{ см},$$

За формулами визначаємо плече внутрішньої пари сил:

$$\lambda_1 = 0;$$

$$z = \left( 13,4 - \frac{4,32}{3} \right) \cdot \frac{1 + 0 \cdot \frac{13,4 + 0,5 \cdot 0}{13,4 - \frac{4,32}{3}}}{1 + 0} = 11,96 \text{ см}.$$

За формулою обчислюємо значення напруги в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{14,03 \cdot 10^3}{5,65 \cdot 11,96} = 207,62 \text{ МПа}.$$

$$\text{Коефіцієнт армування } \mu = \frac{A_s}{b(h_0 - x)} = \frac{5,65}{100 \cdot (13,4 - 4,32)} = 0,00622.$$

За формулами обчислюємо значення величин:

$$\delta = \frac{1}{1,11 \cdot \left( \frac{30 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^5} + 2 \cdot 0,00622 \right)} = 5,8;$$

$$W = \frac{1}{5,8} \cdot \left( 5 + 0,6 \cdot \frac{207,62}{18,5} \right) = 2,02;$$

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^{2,02}} \right) = 1,735 > 1,45, \text{ в розрахунках приймаємо значення } \lambda = 1,45.$$

Обчислюємо ширину розкриття нормальних тріщин від тривалої дії

постійних і тривалих навантажень при значеннях  $M = M_{ser,l} = 14,03kNm$ ;  $\varphi_{ls} = 0,8$ ;  $\varphi_{b2} = 3,0$ ;  $\varphi_l = 1,0$ ;  $\varphi_m = 0,97$ ;  $\varphi_s = 0,28$ ;  $\beta = 0,26$ ;  $\varphi_f = 0$ ;  $\varphi_s = 0,4$ ;  $\varphi_\xi = 0,252$ ;  $x = 4,32cm$ ;  $\lambda_1 = 0$ ;  $z = 11,96cm$ ;  $\sigma_s = 207,62MPa$ ;  $\mu = 0,00622$ ;  $\delta = 5,8$ ;  $W = 2,02$ ;  $\lambda = 1,735$ ;

$$a_{crc2} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 5,8 \cdot 1,45 \cdot \frac{207,62}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 12 = 0,099mm.$$

Умови  $a_{crc1} = 0,157 - 0,08 + 0,099 = 0,176mm < 0,2mm$ , та  $a_{crc2} = 0,099 < 0,2mm$  виконуються, ширина розкриття тріщин не перевищує граничних значень.

### 2.3.5.2 Розрахунок за деформаціями

Повний прогин елемента визначається за формулою

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_m \cdot \rho_m \cdot l^2 \leq f_u, \quad (2.1)$$

де  $\left(\frac{1}{r}\right)_m$  – повна кривина елемента в перерізі з найбільшим згинаючим моментом;

$\rho_m$  – коефіцієнт, який характеризує розрахункову схему елемента: приймається рівним 5/48 для вільно лежачої балки з рівномірним навантаженням; 1/12 для середніх прольотів другорядних балок;

$l$  – розрахунковий проліт елемента.

Для елементів з тріщинами в розтягнутій зоні повну кривину визначають за формулою

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (2.2)$$

де  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  – кривина від нетривалої дії всього навантаження за  $\gamma_f = 1$ ;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривина від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень за  $\gamma_f = 1$ ;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривина від тривалої дії постійних і тривалих навантажень.

Всі вказані кривини обчислюють за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{ser} \cdot \phi_s}{A_s E_s z (h_0 - x)}.$$

При невиконанні умови необхідно збільшити площу перерізу.

Визначаємо за формулами кривину плити від діючих навантажень.

Кривина від нетривалої дії повних навантажень

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{22,24 \cdot 10^3 \cdot 0,579}{5,65 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 12,09(13,4 - 3,94)} = 8,489 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Кривина від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{14,03 \cdot 10^3 \cdot 0,183}{5,65 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 14,29(13,4 - 2,68)} = 2,41 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Кривина від тривалої дії постійних і тривалих навантажень

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{14,03 \cdot 10^3 \cdot 0,28}{5,65 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 11,96(13,4 - 4,32)} = 2,05 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Повний прогин елемента становить:

$$f = (8,489 - 2,41 + 2,05) \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 570^2 = 2,75 \text{ см} < f_u \frac{1}{200} l = \frac{1}{200} \cdot 415 = 2,075 \text{ см},$$

Прогин плити не перевищує граничного.

#### 2.4 Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки

Ділянка, на якій здійснюється будівництво об'єкта знаходиться в м. Тернопіль.

Рельєф ділянки рівнинний. Абсолютні відмітки поверхні землі змінюються від 221,0 до 222,0. При інженерних вишукуваннях було пробурено чотири свердловини глибиною 6,0...10,0 м. Грунтові води свердловинами не були виявлені. Глибина їх залягання складає більше 15 м від поверхні.

План земельної ділянки показаний на рис. 2.2, інженерно-геологічний розріз на рис. 2.3.

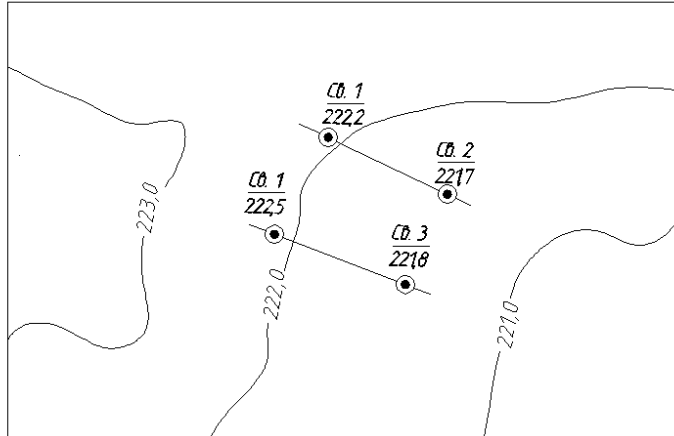


Рисунок 2.2 – Схема ділянки під будівництво

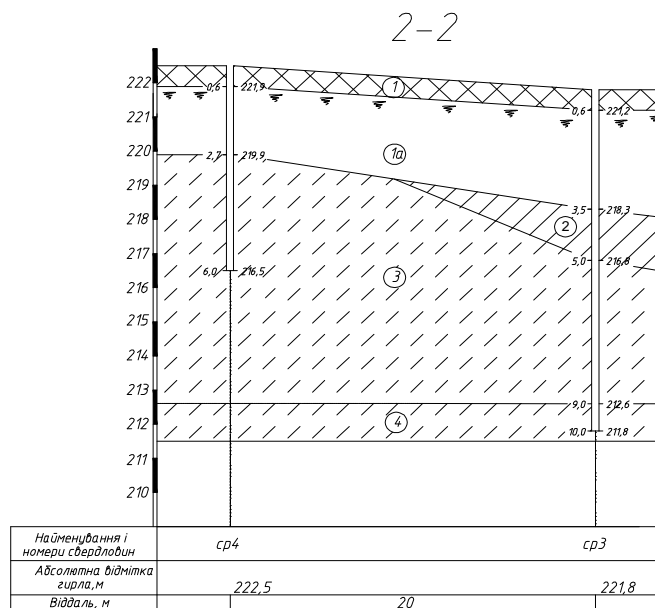
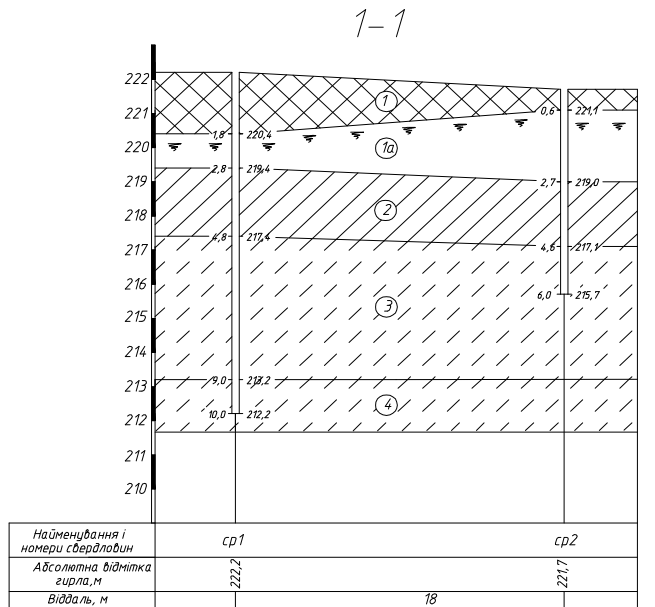


Рисунок 2.3 – Інженерно-геологічні розрізи



## 2.5 Визначення навантажень на фундаменти

Навантаження на фундаменти визначають згідно з чинними будівельними нормами ДБН В.1.2-2:2006.

Визначимо навантаження на фундаменти по осях на перетині осей Г і 9 (фундаменти під колони) та осей Е та 12.

Будівля знаходиться в місті Тернопіль і за вагою снігового покриву відноситься до IV-го снігового району.

Збір навантажень виконуємо в табличній формі (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 – До збору навантажень на основи фундаментів

№ з/п	Вид навантаження і формула визначення	$N_{II}$	$\gamma_f$	$N_I$
Фундамент на перетині осей Е і 9				
Вантажна площа $A_1=13,02 \text{ м}^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття			
	- ПВХ мембрана $0,02 \text{ кН/м}^2$	0,02	1,2	0,024
	- плити пінополістерольні екструзійні «Технофлекс 35-250»: $\delta = 0,05 \text{ м}$ , $\gamma = 0,38 \text{ кН/м}^3$ , $0,05 \cdot 0,38 = 0,019$	0,019	1,2	0,023
	- мінераловатні плити підвищеної жорсткості «Rockwool»: $\delta = 0,08 \text{ м}$ ; $\gamma = 1,5 \text{ кН/м}^3$ ; $0,08 \cdot 1,5 = 0,12$	0,12	1,2	0,144
	- профнастил (див. розділ 3)	0,072	1,05	0,08
	- прогон (див. розділ 3)	0,035	1,1	0,039
	- монолітна плита покриття: $\delta = 0,16 \text{ м}$ ; $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ ; $0,16 \cdot 25 = 4,0$	4,0	1,1	4,4
	$\Sigma$	4,266		4,71
	* $A_1$	55,54		61,32
2	Вага 15-ьох міжповерхових перекриттів			
	- плитка керамічна: $\delta = 0,006 \text{ м}$ , $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ ; $0,006 \cdot 20 = 0,12$	0,12	1,2	0,144
	- ключа мастика: $\delta = 0,019 \text{ м}$ , $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$ ; $0,019 \cdot 16 = 0,304$	0,304	1,3	0,395

Продовження таблиці 2.2

	- цементно-піщана стяжка: $\delta = 0,03_{\text{м}}$ , $\gamma = 22$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,03 \cdot 22 = 0,66$	0,660	1,3	0,86
	- монолітна плита перекриття: $\delta = 0,16_{\text{м}}$ ; $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,16 \cdot 25 = 4,0$	4,0	1,1	4,4
	$\Sigma$	5,024		5,799
	* $A_1 \cdot 15$	981,19		1132,54
3	Вага колони	162,64	1,1	178,90
4	Вага кам'яної кладки ( 1,49 – проща стін та перегородок) $1,49 \cdot 2,84 \cdot 15 \cdot 18 = 1142,53$	1142,53	1,1	1256,79
Тимчасові навантаження				
1	Снігове для розрахунків:			
	- за II-ю гр. граничних станів: $S_p = (0,4 \cdot S_0 - \bar{s}) \cdot C = (0,4 \cdot 1,32 - 0,16) \cdot 1 = 0,368$ ; $0,368 \cdot 13,02 \cdot 0,95 = 4,55$	4,55		
	- за I-ю гр. граничних станів: $S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,32 \cdot 1 = 1,51$ ; $1,51 \cdot 13,02 \cdot 0,9 = 17,69$			17,69
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку:			
	- за II-ю гр. граничних станів: $0,35 \cdot 13,02 \cdot 15 \cdot 0,95 = 64,94$	64,94		
	- за I-ю гр. граничних станів: $1,5 \cdot 13,02 \cdot 15 \cdot 0,9 = 263,65$		1,3	342,75
Всього на фундаменту по осях Е і 9		2411,39		2989,99
Фундамент на перетині осей Г і 12				
Вантажна площа $A_1 = 10,65 \text{ м}^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття			
	- ПВХ мембрана $0,02 \text{ кН/м}^2$	0,02	1,2	0,024
	- плити пінополістерольні екструзійні «Технофлекс 35-250»: $\delta = 0,05_{\text{м}}$ , $\gamma = 0,38$ кН/м <sup>3</sup> , $0,05 \cdot 0,38 = 0,019$	0,019	1,2	0,023
	- мінераловатні плити підвищеної жорсткості «Rockwooll»: $\delta = 0,08_{\text{м}}$ ; $\gamma = 1,5$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,08 \cdot 1,5 = 0,12$	0,12	1,2	0,144
	- профнастил (див. розділ 3)	0,072	1,05	0,08
	- прогон (див. розділ 3)	0,035	1,1	0,039

## Продовження таблиці 2.2

	- монолітна плита покриття: $\delta = 0,16\text{м}; \gamma = 25\text{кН/м}^3; 0,16 \cdot 25 = 4,0$	4,0	1,1	4,4
	$\Sigma$	4,266		4,71
	* $A_1$	45,43		50,16
2	Вага 15-ьох міжповерхових перекриттів			
	- плитка керамічна: $\delta = 0,006\text{м}, \gamma = 20\text{ кН/м}^3;$ $0,006 \cdot 20 = 0,12$	0,12	1,2	0,144
	- ключа мастика: $\delta = 0,019\text{м}, \gamma = 16\text{ кН/м}^3;$ $0,019 \cdot 16 = 0,304$	0,304	1,3	0,395
	- цементно-піщана стяжка: $\delta = 0,03\text{м}, \gamma = 22\text{ кН/м}^3;$ $0,03 \cdot 22 = 0,66$	0,660	1,3	0,86
	- монолітна плита перекриття: $\delta = 0,16\text{м}; \gamma = 25\text{ кН/м}^3; 0,16 \cdot 25 = 4,0$	4,0	1,1	4,4
	$\Sigma$	5,024		5,799
	* $A_1 \cdot 15$	802,54		926,39
3	Вага колони	162,64	1,1	178,90
3	Вага кам'яної кладки (0,92 – площа стін та перегородок) $0,92 \cdot 2,84 \cdot 15 \cdot 18 = 752,49$	705,46	1,1	776,00
Тимчасові навантаження				
1	Снігове для розрахунків:			
	- за II-ю гр. граничних станів: $S_p = (0,4 \cdot S_0 - \bar{s}) \cdot C = (0,4 \cdot 1,32 - 0,16) \cdot 1 = 0,368; 0,368 \cdot 10,65 \cdot 0,95 = 3,72$	3,72		
	- за I-ю гр. граничних станів: $S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,32 \cdot 1 = 1,51;$ $1,51 \cdot 10,65 \cdot 0,9 = 17,69$			10,65
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку:			
	- за II-ю гр. граничних станів: $0,35 \cdot 10,65 \cdot 15 \cdot 0,95 = 53,12$	53,12		
	- за I-ю гр. граничних станів: $1,5 \cdot 10,65 \cdot 15 \cdot 0,9 = 215,66$		1,3	280,36
Всього на фундаменту по осях Г і 12		1772,91		2222,46

Проаналізувавши інженерно-геологічні умови та навантаження прикладені на фундаменти будемо проектувати пальові фундаменти.

## 2.6 Розрахунок фундаменту Ф1

Проектуємо пальовий фундамент під колону ( $N_1=2989,99\text{кН}$ )

1. Приймаємо забивну залізобетонну призматичну палю квадратного перерізу.
2. Приймаємо занурення палі дизельним молотом.
3. Приймаємо глибину закладення ростверка за конструктивними особливостями. Приймаємо  $d=3,722\text{ м}$ .
4. Приймаємо жорстке з'єднання палі з ростверком.
5. Приймаємо занурення нижніх кінців палі в ПЕ-5 на глибину  $H=13,9\text{ м}$  від денної поверхні землі. Палі матиме довжину  $10\text{ м}$ , переріз палі  $35\times 35\text{ см}$ , марка палі С 100.35.

Визначаємо несучу здатність палі за формулою (8) ДБН В.2.1-10-2009 як для висячої забивної палі:

$$F_d = \gamma_C (\gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i),$$

де  $\gamma_C$  – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, і рівний 1.

$\gamma_{CR}$  – коефіцієнт умови роботи під нижнім кінцем палі, визначається з табл.3 ДБН В.2.1-10-2009,  $\gamma_{CR} = 1.0$ .

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається за властивостями ґрунту під нижнім кінцем палі та глибиною занурення нижнього кінця палі від поверхні ґрунту.  $R = 1584\text{ кПа}$ .

Площа поперечного перерізу палі:

$$A = 0,35 \cdot 0,35 = 0,12\text{ м}^2;$$

$u$  – периметр поперечного перерізу палі

$$u = 4 \cdot 0,35 = 1,4(\text{ м});$$

$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі на всій її довжині у ґрунті.

Значення  $\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  визначаємо у табличній формі (див.табл.3.5).

$$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i = 644,29\text{ кН}.$$

$$F_d = 1(1 \cdot 1584 \cdot 0,12 + 1,4 \cdot 644,29) = 1092,09 \text{ кН};$$

6. Визначаємо допустиме навантаження на палю по ґрунту, виходячи з виразу (2) ДБН В.2.1-10-2009

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1092,09}{1,4} = 780,06 \text{ кН}; \text{ де}$$

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, приймається за пунктом 3.10 ДБН В.2.1-10-2009, і при визначенні несучої здатності палі за розрахунками дорівнює 1,4.

Визначаємо допустиме навантаження на палю за властивостями матеріалу палі. Для палі з перерізом 35х35см  $P_U = 1850$ кН.

7. Порівнюємо  $P$  та  $P_U$  і приймаємо в розрахунок менше  $P = 780,06$  кН.

8. Визначаємо кількість палі в фундаменті

$$n = \frac{N_1}{P} = \frac{2989,99}{780,06} = 3,83 \text{ шт.}$$

Приймаємо 4 палі.

9. Проектуємо палевий фундамент.

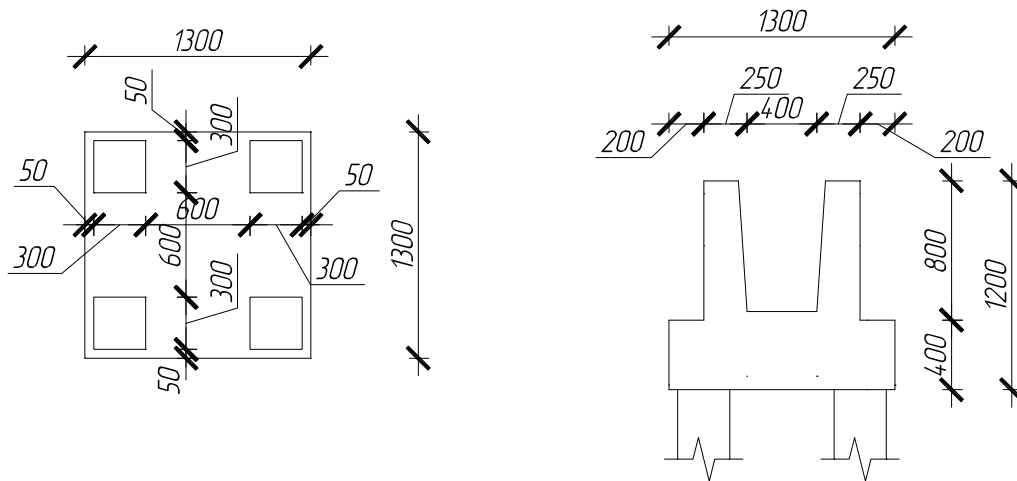


Рисунок 2.4 – Палевий фундамент Ф3

10. Визначаємо граничні навантаження на палю за виразом:

$$N = \frac{N_1 + G_{pl} + G_{zpl} + G_{n1}}{n}$$

$$\text{де } G_{pl} = [1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,4 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,1] \cdot 25 \cdot 1,1 = 49,25 \text{ кН};$$

$$G_{zpl} = [1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 - 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,4 - 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,1] \cdot 16,4 \cdot 1,15 = 29,87 \text{ кН};$$

$$G_{nl} = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 9,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 32,68 \text{ кН.}$$

Тоді

$$N = \frac{2989,99 + 49,25 + 29,87 + 32,68}{4} = 775,44 \text{ кН} < P = 780,06 \text{ кН.}$$

Умови виконані. Пальовий фундамент Ф1 запроектований вірно.

## 2.7 Розрахунок фундаменту Ф2

Проектуємо пальовий фундамент під колону ( $N_1=2222,46 \text{ кН}$ )

1. Приймаємо забивну залізобетонну призматичну палю квадратного перерізу.
2. Приймаємо занурення паль дизельним молотом.
3. Приймаємо глибину закладення ростверка за конструктивними особливостями. Приймаємо  $d=3,722 \text{ м}$ .
4. Приймаємо жорстке з'єднання паль з ростверком.
5. Приймаємо занурення нижніх кінців паль в ПЕ-5 на глибину  $H=11,92 \text{ м}$  від денної поверхні землі. Палі матиме довжину  $8 \text{ м}$ , переріз палі  $30 \times 30 \text{ см}$ , марка палі С 80.30.

Визначаємо несучу здатність палі за формулою (8) ДБН В.2.1-10-2009 як для висячої забивної палі:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i),$$

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, і рівний 1.

$\gamma_{CR}$  – коефіцієнт умови роботи під нижнім кінцем палі, визначається з табл.3 ДБН В.2.1-10-2009,  $\gamma_{CR} = 1.0$ .

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається за властивостями ґрунту під нижнім кінцем палі та глибиною занурення нижнього кінця палі від поверхні ґрунту.  $R = 1524,0 \text{ кПа}$ .

Площа поперечного перерізу палі:

$$A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2;$$

$u$  – периметр поперечного перерізу палі

$$u = 4 \cdot 0.3 = 1.2(m);$$

$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі на всій її довжині у ґрунті.

Значення  $\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  визначаємо у табличній формі (див.табл.4.5).

$$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i = 598,06 \text{кН.}$$

$$F_d = 1(1 \cdot 1524,0 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 598,06) = 854,83 \text{кН};$$

6.Визначаємо допустиме навантаження на палю по ґрунту, виходячи з виразу (2) ДБН В.2.1-10-2009

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{854,83}{1,4} = 610,59 \text{кН}; \text{ де}$$

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, приймається за пунктом 3.10 ДБН В.2.1-10-2009, і при визначенні несучої здатності палі за розрахунками дорівнює 1,4.

Визначаємо допустиме навантаження на палю за властивостями матеріалу палі. Для палі з перерізом 30х30см  $P_U = 1000 \text{кН}$ .

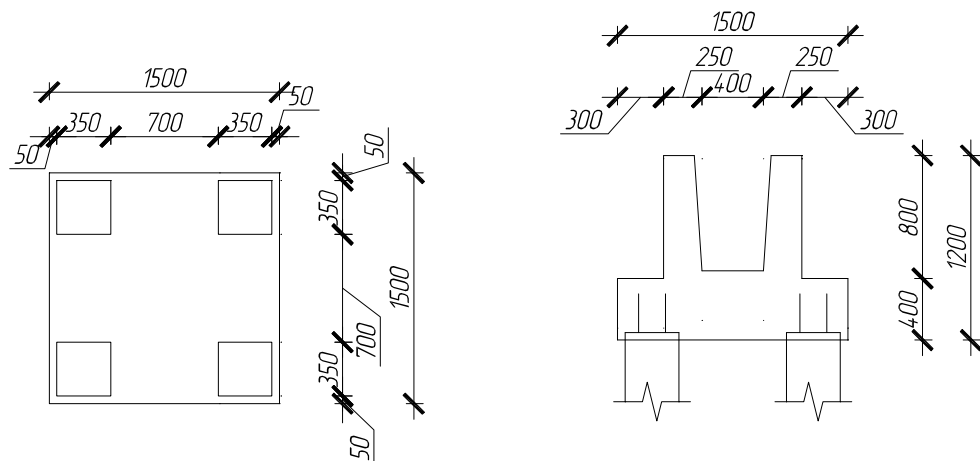
7.Порівнюємо  $P$  та  $P_U$  і приймаємо в розрахунок менше  $P = 595,39 \text{кН}$ .

8.Визначаємо кількість палі в фундаменті

$$n = \frac{N_1}{P} = \frac{2101,62}{595,39} = 3,5 \text{ шт.}$$

Приймаємо 4 палі.

9.Проектуємо пальовий фундамент.



## Рисунок 2.5 – Пальовий фундамент Ф2

10. Визначаємо граничні навантаження на палю за виразом:

$$N = \frac{N_1 + G_{pl} + G_{epI} + G_{nl}}{n}$$

$$\text{де } G_{pl} = [1,3 \cdot 1,3 \cdot 0,4 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,1] \cdot 25 \cdot 1,1 = 43,09 \text{ кН};$$

$$G_{epI} = [1,3 \cdot 1,3 \cdot 1,5 - 1,3 \cdot 1,3 \cdot 0,4 - 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,1] \cdot 16,4 \cdot 1,15 = 18,26 \text{ кН};$$

$$G_{nl} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 6,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 16,58 \text{ кН}.$$

Тоді

$$N = \frac{2222,46 + 43,09 + 18,26 + 16,58}{4} = 575,09 \text{ кН} < P = 610,59 \text{ кН}.$$

Умови виконані. Пальовий фундамент Ф2 запроектований вірно.

### Висновки до розділу 2

1. Розраховано та запроектовано основні несучі конструкції монолітного залізобетонного каркасу житлового будинку. Законструйовано монолітні залізобетонні колони та плити перекриттів каркасу будівлі.
2. Виконано збір навантажень на основи фундаментів будівлі від всіх діючих зовнішніх та внутрішніх впливів на будівлю та власної ваги конструкцій.
3. Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та підібрано фундаменти у вигляді забивних паль. Виконано розрахунок та проектування палевих фундаментів.



## РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

### 3.1 Мета та задачі досліджень

Метою даної роботи є дослідження деформацій і зусиль, що виникають в елементах монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку для розрахунку армування колон, плит покриття та перекриття.

Для досягнення зазначеної мети були поставлені наступні задачі:

- провести скінченноелементне моделювання монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку із врахуванням впливу всіх діючих на нього навантажень;
- встановити деформації та зусилля в основних несучих елементах монолітного залізобетонного каркасу будівлі від дії зовнішніх впливів;
- виконати розрахунок армування та конструювання перерізу колон, плит покриття та перекриття монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку.

Розрахунок армування та конструювання перерізу колон, плит покриття та перекриття монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку було виконано в розрахунково-конструктивному розділі. В даному розділі проведено збір навантажень на монолітний залізобетонний каркас будівлі та визначено деформації та зусилля в основних несучих елементах.

### 3.2 Визначення навантажень на монолітний залізобетонний каркас житлової будівлі, складання розрахункової схеми

#### 3.2.1 Постійні навантаження

Обчислюємо вагу  $1\text{ м}^2$  перекриття і покриття в табличній формі (табл. 3.1.), при цьому враховуємо коефіцієнт надійності за призначенням будівлі  $\gamma_n = 0,95$ .

Таблиця 3.1 – Таблиця обчислення ваги 1 м<sup>2</sup> перекриття і покриття

№ з/п	Вид навантаження, формула розрахунку	Характер навантаж. кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			експлуатаційне		граничне	
			$\gamma_{fe}$	значення	$\gamma_{fm}$	значення
Навантаження на підлогу торгових залів та офісних приміщень						
1.	Залізобетонна плита $\delta=0,16\text{м}$ , $\rho=2500\text{кг/м}^3$ $0,16 \cdot 25 \cdot 0,95=3,8$	3,8	1,0	3,8	1,1	4,18
2.	Цементно-піщана стяжка $\delta=0,02\text{м}$ , $\rho=1800\text{кг/м}^3$ $0,02 \cdot 18 \cdot 0,95=0,513$	0,0002	1,0	0,0002	1,3	0,0003
3.	Керамічна плитка на клеючій основі $\delta=0,025\text{м}$ , $\rho=1800\text{кг/м}^3$ $0,025 \cdot 18 \cdot 0,95=0,428$	0,428	1,0	0,428	1,3	0,556
4.	Перегородки	0,51	1,0	0,51	1,3	0,663
Всього			$g_e =$	4,738	$g =$	5,399
Навантаження на підлогу житлових поверхів						
1.	Залізобетонна плита $\delta=0,16\text{м}$ , $\rho=2500\text{кг/м}^3$ $0,16 \cdot 25 \cdot 0,95=3,8$	3,8	1,0	3,8	1,1	4,18
2.	Цементно-піщана стяжка $\delta=0,02\text{м}$ , $\rho=1800\text{кг/м}^3$ $0,02 \cdot 18 \cdot 0,95=0,513$	0,342	1,0	0,342	1,3	0,445
3.	Паркетна дошка на клеючій основі $\delta=0,025\text{м}$ , $\rho=6\text{кг/м}^3$ $0,025 \cdot 0,06 \cdot 0,95=0,001$	0,001	1,0	0,001	1,3	0,0013
4.	Перегородки	0,51	1,0	0,51	1,3	0,663
Всього			$g_e =$	4,653	$g =$	5,289
Навантаження на плиту покриття						
1*.	Залізобетонна плита $\delta=0,16\text{м}$ , $\rho=2500\text{кг/м}^3$ $0,16 \cdot 25 \cdot 0,95=3,8$	3,8	1,0	3,8	1,1	4,18

## Продовження таблиці 3.1

2.	Плити пінополістерольні екструзійні «Технофлекс 35-250» $0,05 \cdot 0,38 \cdot 0,95 = 0,018$	0,018	1,0	0,018	1,3	0,023
3.	Мінераловатні плити підвищеної жорсткості «Rockwooll» $0,08 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 0,114$	0,114	1,0	0,114	1,3	0,148
4.	Профнастил Н-75	0,069	1,0	0,069	1,05	0,072
5.	Прогон	0,033	1,0	0,033	1,1	0,037
Всього			$g_e =$	4,034	$g =$	4,46

Обчислюємо вагу 1 м огорожуючих конструкцій (стін) в табличній формі (табл. 3.2.), при цьому враховуємо коефіцієнт надійності за призначенням будівлі  $\gamma_n = 0,95$ .

Таблиця 3.2 – Таблиця обчислення ваги 1м огорожуючих конструкцій

№ з/п	Вид навантаження, формула розрахунку	Характер. навантаж. кН/м	Розрахункові навантаження, кН/м			
			експлуатаційне		граничне	
			$\gamma_{fe}$	значення	$\gamma_{fm}$	значення
Навантаження від зовнішньої стіни 1-го та 2-го поверху						
1.	Блоки $\delta=0,4$ м, $\rho=600$ кг/м <sup>3</sup> , $h=3,9$ м. $0,4 \cdot 6 \cdot 3,9 \cdot 0,95 = 7,068$	8,892	1,0	8,892	1,3	11,56
2.	Утеплювач $\delta=0,1$ м, $\rho=30$ кг/м <sup>3</sup> , $h=3,9$ м $0,1 \cdot 0,30 \cdot 3,9 \cdot 0,95 = 0,11$	0,11	1,0	0,11	1,3	0,143
3.	Штукатурка цементно-піщана $\delta=0,01$ м, $\rho=1600$ кг/м <sup>3</sup> , $h=3,9$ м $0,01 \cdot 16 \cdot 3,9 \cdot 0,95 = 0,593$	0,593	1,0	0,593	1,3	0,771
Всього			$g_e =$	9,595	$g =$	12,474

## Продовження таблиці 3.2

Навантаження від зовнішньої стіни типового поверху						
1.	Блоки $\delta=0,4\text{м}$ , $\rho=600\text{кг/м}^3$ , $h=3,0\text{ м}$ . $0,4 \cdot 6 \cdot 3,0 \cdot 0,95=6,84$	6,84	1,0	6,84	1,3	8,892
2.	Утеплювач $\delta=0,1\text{м}$ , $\rho=30\text{кг/м}^3$ , $h=3,0\text{м}$ $0,1 \cdot 0,30 \cdot 3,0 \cdot 0,95=0,086$	0,086	1,0	0,086	1,3	0,111
3.	Штукатурка цементно-піщана $\delta=0,01\text{м}$ , $\rho=1600\text{кг/м}^3$ , $h=3,0\text{м}$ $0,01 \cdot 16 \cdot 3,0 \cdot 0,95=0,456$	0,456	1,0	0,456	1,3	0,593
Всього			$g_e =$	7,382	$g =$	9,596
Навантаження від зовнішньої стіни підземного поверху						
1.	Залізобетонна сіна $\delta=0,8\text{м}$ , $\rho=2500\text{кг/м}^3$ , $h=3,0\text{м}$ . $0,8 \cdot 25 \cdot 3,0 \cdot 0,95=57,0$	57,0	1,0	57,0	1,3	74,1
2.	Гідроізоляція $\delta=0,004\text{м}$ , $\rho=5\text{кг/м}^3$ ; $h=3,0\text{м}$ $0,004 \cdot 0,05 \cdot 3,0 \cdot 0,95=0,001$	0,001	1,0	0,001	1,3	0,0013
Всього			$g_e =$	57,001	$g =$	74,101

**3.2.2 Тимчасові навантаження**

Снігове навантаження.

Граничне розрахункове значення навантаження від снігу обчислюємо за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,32 \cdot 1,0 = 1,505$$

де  $S_0 = 1,11\text{кПа}$  – характеристичне значення снігового навантаження згідно 8.5 ДБН В.1.2-2:2006;

$\gamma_{fm} = 1,14$  - коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження згідно 8.11 ДБН В.1.2-2:2006;

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0,$$

де  $\mu = 1,0$  – додаток Ж ДБН В.1.2-2:2006;

$C_e = 1,0$  – п. 8.9 ДБН В.1.2-2:2006;

$C_{alt} = 1,0$  – п. 8.10 ДБН В.1.2-2:2006.

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C = (0,4 \cdot 1,32 - 0,16) \cdot 1,0 = 0,368 \text{ кПа.}$$

### Вітрове навантаження

Вітрове навантаження задається автоматично в ПК «Мономах 4.5». У спеціальній вкладці програми вказується нормативний документ та відповідна зона в якій знаходиться будівля, за яким буде підібране навантаження.

### Інші змінні навантаження

Значення інших змінних навантажень, що зазначаються в п. 6.5 ДБН В.1.2-22:2006, наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 – Таблиця змінних навантажень

	Характеристичне значення змінних навантажень, кПа	Тривала частина змінних навантажень кПа (85%)	Короткочасна частина змінних навантажень, кПа (15%)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа
Навантаження на перекриття службових приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових	2,0	1,7	0,3	0,85
Навантаження на перекриття квартир житлових будинків, спальні приміщення дошкільних закладів і шкіл-інтернатів, житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів, палати лікарень і санаторіїв, тераси.	1,5	1,7	0,3	0,358

В табл. 3.4 наведені коефіцієнти, що задаються в ПК «Мономах 4.5».

Таблиця 3.4 – Коефіцієнти комбінації навантажень

Коефіцієнти комбінацій навантажень					
	Постійне	Довго-тривале	Короткочасне	Сейсмічне	Вітер
Надійність	1.10	1.20	1.20	1.00	1.40
Тривалість	1.00	1.00	0.35	0.00	0.00
I осн. комбінація	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
II осн. комбінація	1.00	0.95	0.90	0.00	0.90
III особ. комбінація	0.90	0.80	0.50	1.00	0.0

### 3.3 Підготовка даних для розрахунку в ПК «Мономах 4.5»

Розрахунок залізобетонного каркасу будівлі буде проводитись за допомогою ПК «Мономах 4.5», в якому реалізований метод кінцевих елементів - найбільш ефективний чисельний метод розв'язання задач механіки, що описують стан складних конструктивних систем.

Мета розрахунку – визначення деформацій і зусиль, що виникають в елементах каркаса для розрахунку армування колон і плит покриття і перекриття.

В розрахунковій схемі створено 4 завантаження:

- Постійні навантаження;
- Тимчасові тривалі навантаження;
- Тимчасові короткочасні навантаження;
- Вітрове статичне навантаження.

Для забезпечення високої точності розрахунку крок триангуляції пластинчастих кінцевих елементів прийнятий 0,5 м.

Вітрове навантаження прикладене перпендикулярно довшій стороні будівлі. Такий напрям вітрового тиску забезпечує максимальну площу обдування (парусність).

Комбінації зусиль програмний комплекс генерує автоматично, враховуючи види навантажень (постійні, привалі, тимчасові), їх напрямки (вітрове, сейсмічне) та коефіцієнти надійності.

Загальний вигляд просторової моделі представлений на рис.3.1.

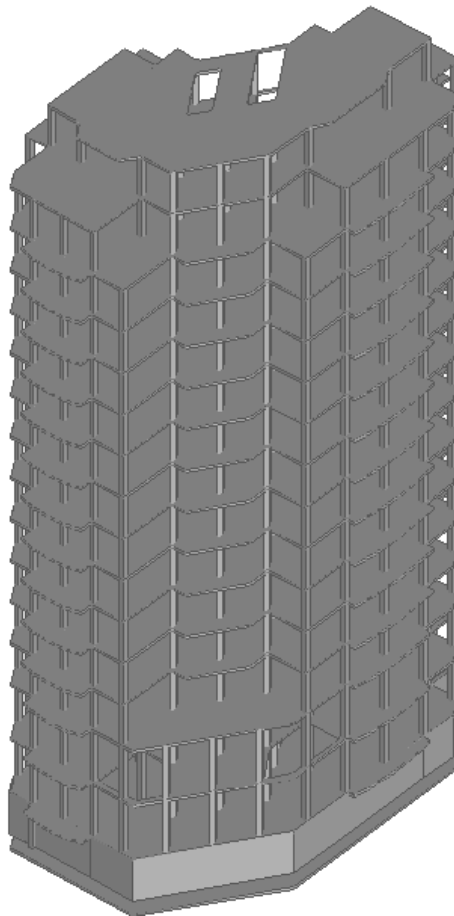


Рисунок 3.1 – Загальний вигляд просторової розрахункової моделі

### **3.4 Результати розрахунку в ПК «Мономах 4.5.»**

За результатами розрахунку отримано зусилля, деформації елементів каркаса. Вертикальні навантаження не приводять до помітних зсувів, що говорить про надійність прийнятого конструктивного рішення каркаса.

До розгляду приймаємо найбільш навантажену плиту перекриття між першим та другим підземними поверхами та колони, крайня та середня, першого підземного поверху.

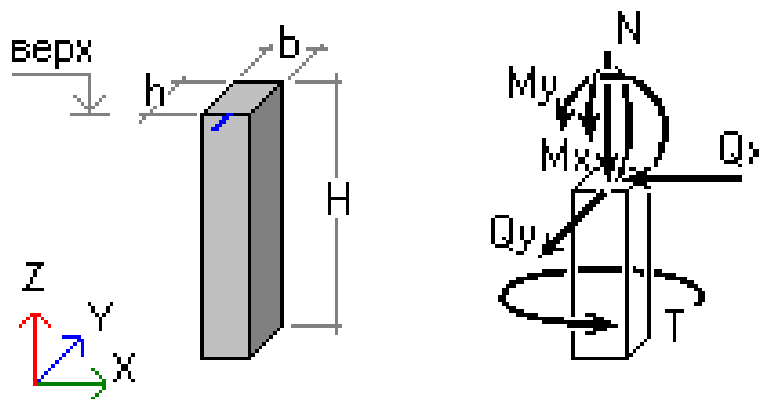
На аркуші 4 та 6 креслень КРМ зображені ізополі зусиль, що виникають в плиті.

Максимальні переміщення по осі Z отримані в плиті перекриття на позначці -6,000 становлять 9,193 мм:

$$f = 9,193 \text{ мм} < f_u = 6400/200 = 32 \text{ мм},$$

де 6400 мм - найбільший проліт плити.

Так як до розрахунку будуть прийматись найбільш завантажені колони (середня колона підвального поверху в осях 9-Г та крайня першого надземного поверху в осях 6-Н, тому результати приведені лише для них наведені в табл. 3.5 та 3.6.



$b$  - розмір сторони перерізу колони,  $h$  - розмір сторони перерізу колони,  $H$  - висота колони.

Рисунок 3.2 – Схема розмірів та зусиль в колонах

Таблиця 3.5 – Розрахункові зусилля в колоні підземного поверху в осях 9-Г

Поверх N2 Колона N26 Прямокутник $b=0.4$ $h=0.4$ м, $H=3.9$ м, 1.							
Завантаження	Форма/ комбінації	a(м)	N(кН)	$Q_z$ (кН)	$M_y$ (кН*м)	$Q_y$ (кН)	$M_x$ (кН*м)
Постійне		0	-1360.148	1.717	-1.731	-0.36	-0.27
		3	-1348.38	1.717	3.419	-0.36	0.81
Довготривале		0	-327.488	-0.346	0.361	0.052	0.066
		3	-327.488	-0.346	-0.677	0.052	-0.089
Короткочасне		0	-104.844	-0.119	0.121	0.02	0.026
		3	-104.844	-0.119	-0.236	0.02	-0.034



## Продовження таблиці 3.5

Вітер 1	0	-0.896	6.168	-5.068	5.576	4.306
	3	-0.896	6.168	13.436	5.576	-12.422
Вітер 2	0	7.822	3.681	-2.508	-3.467	-2.765
	3	7.822	3.681	8.534	-3.467	7.636
Комбінація 1	0	-2016.216	9.966	-8.421	7.496	5.841
	3	-2003.271	9.966	21.475	7.496	-16.648
Комбінація 2	0	-2013.707	-7.305	5.77	-8.116	-6.214
	3	-2000.762	-7.305	-16.146	-8.116	18.134
Комбінація 3	0	-2004.011	6.483	-4.837	-5.163	-4.057
	3	-1991.066	6.483	14.613	-5.163	11.433
Комбінація 4	0	-2025.913	-3.823	2.185	4.544	3.685
	3	-2012.968	-3.823	-9.283	4.544	-9.947

Таблиця 3.6 – Зусилля в колоні першого наземного поверху в осях 6-Н

Поверх N2 Колона N26 Прямокутник b=0.4 h=0.4м, H=3.9м, 1.							
Завантаження	Форма/ комбінації	a(м)	N(кН)	Q <sub>x</sub> (кН)	M <sub>y</sub> (кН*м)	Q <sub>y</sub> (кН)	M <sub>x</sub> (кН*м)
Постійне	0	-1571.053	-18.113	45.298	-1.177	-2.557	
	3.9	-1555.754	-18.113	-25.342	-1.177	2.034	
Довготривале	0	-253.46	-4.683	10.571	-0.282	-0.548	
	3.9	-253.46	-4.683	-7.692	-0.282	0.552	
Короткочасне	0	-65.483	-1.776	3.721	-0.092	-0.16	
	3.9	-65.483	-1.776	-3.206	-0.092	0.2	
Вітер 1	0	-41.518	-6.155	20.114	-7.189	-21.749	
	3.9	-41.518	-6.155	-3.892	-7.189	6.288	
Вітер 2	0	-28.033	-4.211	13.475	5.879	17.73	
	3.9	-28.033	-4.211	-2.948	5.879	-5.2	
Комбінація 1	0	-2169.016	-36.292	95.137	-11.809	-34.111	
	3.9	-2152.187	-36.292	-46.401	-11.809	11.943	
Комбінація 2	0	-2052.764	-19.057	38.819	8.321	26.787	
	3.9	-2035.935	-19.057	-35.504	8.321	-5.664	
Комбінація 3	0	-2150.136	-33.57	85.843	6.487	21.159	
	3.9	-2133.308	-33.57	-45.079	6.487	-4.141	
Комбінація 4	0	-2071.644	-21.779	48.113	-9.975	-28.484	
	3.9	-2054.815	-21.779	-36.826	-9.975	10.42	

Розрахунок плити проводився за кінцево-елементною моделлю. ПК «Мономах 4.5» виводить зусилля в кожному кінцевому елементі (яких 1915 шт.), тому в табл. 3.7 наведені лише екстремуми зусиль в плиті перекриття.

Таблиця 3.7 – Екстремуми зусиль в плиті перекриття

<b>Комбінація зусиль (екстремуми)</b>						
№тр.	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	R
1592	-65.83	-33.80	-16.79	-400.19	50.92	-0.39
1912	-33.72	-65.79	-16.70	50.58	-483.07	0.32
1607	-27.23	-33.20	-22.92	149.87	-400.32	-0.76
1353	-49.65	-35.01	0.13	-335.58	8.04	0.70
1377	-46.89	-19.62	-6.70	-382.39	585.62	-22.77
1344	-6.26	-8.26	1.44	81.54	-52.60	-85.27

### **Висновки до розділу 3**

1. Проведено скінченноелементне моделювання роботи монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку в місті Тернопіль в експлуатаційних умовах.
2. Під час моделювання враховано різні види навантаження, що трапляються під час експлуатації будівлі. Визначено найбільш несприятливі комбінації цих навантажень та характерні місця їх прикладання.
3. За результатами чисельного моделювання побудовано деформативні схеми, ізополя переміщень та ізополя деформацій монолітного залізобетонного каркасу будівлі та визначено розрахункові зусилля для проектування основних несучих конструкцій каркасу.
4. За результатами чисельних розрахунків проведено армування та конструювання перерізу колон, плит покриття та перекриття монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку.

## РОЗДІЛ 4

## ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

## 4.1 Будівельний генеральний план

## 4.1.1 Розрахунок складських приміщень і площадок

Вибір матеріалів та розрахунок площ складів проводимо в табличній формі (див. табл. 4.1).

Таблиця 4.1 – Відомість розрахунку складів

№	Найменування матеріалів	Одиниці виміру	Кількість матеріалів необхідних на розрахунковий період	Розрахунковий період	Найбільші добові витрати	Прийнятий запас на складі, в днях	Прийнятий запас на складі в натуральних показниках	Норма зберігання матеріалів на 1м <sup>2</sup> площі складу	Корисна площа складу, м <sup>2</sup>	Коефіцієнт використання площі складу	Розрахункова площа складу, м <sup>2</sup>	Тип складу (відкритий, закритий, навіс)	Тип конструкцій (збірно-розбірний, пересувний і контейнерний)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Рядно	м <sup>2</sup>	2628.5	44	85.43	8	630.84	20	3.15	0.6	5.26	закритий	Збірно-розбірні
2	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м <sup>2</sup>	440.1	14	4.46	12	49.44	30	1.65	0.6	2.75	відкритий	
3	Толь з крупнозернистою посилкою гідроізоляційна, марка ТГ-350	м <sup>2</sup>	1108.8	3	528.53	8	3902.98	20	19.51	0.6	32.52	закритий	
4	Мастика морозостійка бітумно-масляна МБ-50	т	6.27	21	0.43	12	4.73	1.5	3.15	0.6	5.25	закритий	
5	Дошки необрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, усі ширини, товщина 44 мм і більше, II сорт	м <sup>3</sup>	3.93	10	0.05	12	0.57	1.5	0.38	0.6	0.63	відкритий	
6	Крупноблочна опалубка	м <sup>2</sup>	1035.67	23	6.41	12	71.02	30	2.37	0.6	3.95	відкритий	
7	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 25 мм, III сорт	м <sup>3</sup>	163.96	34	0.69	12	7.64	1.5	5.09	0.6	8.49	відкритий	
8	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42А	т.	0.322	21	0.02	12	0.24	1.2	0.20	0.6	0.34	закритий	

Продовження таблиці 4.1

9	Арматура	т.	60.2 5	21	4.10	12	45.4 5	1.2	37.87	0.6	63.1 2	навіс
10	Камнілегкобетонні	м <sup>3</sup>	906. 4	18 1	7.16	5	33.0 5	0.7	47.22	0.6	78.6 9	відкр итий
11	Плити гіпсокартонні товщиною 12,5 мм [комплектне постачання]	м <sup>2</sup>	1087 .8	67	23.2 2	5	107. 16	4	26.79	0.6	44.6 5	закри тий
11	Цегла керамічна, силікатна, порожниста	тис шт	5.15 0	6	1.23	5	5.67	0.7	8.09	0.6	13.4 9	відкр итий
12	Мастика бітумна покрівельна гаряча	т.	3.24	48	0.10	12	1.07	1.5	0.71	0.6	1.19	закри тий
13	Руберойд покрівельний з піловидною засипкою	м <sup>2</sup>	3687 .9	22	239. 71	8	1770 .19	25 0	7.08	0.6	11.8 0	закри тий
14	Плити теплоізоляційні	м <sup>2</sup>	666. 4	12	79.4 1	12	879. 6	4	219.9 1	0.6	366. 52	навіс
15	Грати металеві	т.	0.36	1	0.51	12	5.70	1.2	4.75	0.6	7.92	навіс
16	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x50 мм	т.	0.14	16	0.01	12	0.14	0.6	0.23	0.6	0.39	закри тий
17	Дошки для покриття підлог антисептовані, тип ДП-35, товщина 35 мм, ширина без гребеня 68 мм	м <sup>3</sup>	19.8 1	16	1.77	12	19.6 1	1.5	13.07	0.6	21.7 9	закри тий
18	Лінолеум полівінілхлоридний на теплозвукоізолювальній підоснові, марка ПР-ВТ, ВК-ВТ, ЗК-ВТ, товщина 3,6 мм	м <sup>2</sup>	3339 .5	87	54.8 9	8	405. 35	25 0	1.62	0.6	2.70	закри тий
19	Плитки керамічні	м <sup>2</sup>	2781 .8	26	153. 00	5	706. 15	80	8.83	0.6	14.7 1	закри тий
20	Одинарні віконні блоки з металопластику комплектне постачання	м <sup>2</sup>	419	23	26.0 5	8	192. 38	44	4.37	0.6	7.29	закри тий
21	Блоки дверні	м <sup>2</sup>	299	34	12.5 8	8	92.8 7	44	2.11	0.6	3.52	закри тий
22	Грунтовка СТ-17	кг	2046 .7	37 8	7.74	12	85.7 7	50	28.59	0.6	2.86	закри тий
23	Мінеральна шпаклівка СТ-29	кг	2456 0.4	37 8	92.9 1	12	1029 .20	50	20.58	0.6	34.3 1	закри тий
24	Фарби сухі для внутрішніх робіт	т	0.04 3	82	0.00	12	0.01	3	0.00	0.6	0.00	закри тий
25	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	т	1.47 5	82	0.03	12	0.28	3	0.09	0.6	0.16	закри тий
26	Карборунд	кг	484	25 7	2.69	12	29.8 3	3	9.94	0.6	16.5 7	закри тий
27	Опалубка розбірна із щитів, ширина 2000 мм, товщина 40 мм	м <sup>2</sup>	67.6 6	45	2.15	12	23.8 2	30	0.79	0.6	1.32	відкр итий
28	Сталеві деталі рихтувань	т	0.69	45	85.4 3	12	630. 84	30	21.03	0.6	35.0 5	закри тий

#### 4.1.2 Розрахунок тимчасових побутових приміщень

Розрахунок побутових приміщень проводимо в таблиці 4.2 та 4.3.

Таблиця 4.2 – Розрахункова чисельність працюючих

Чисельність працюючих в максимально завантажену зміну, R	Робітники неосновного виробництва, R <sub>1</sub>	ІТР, R <sub>2</sub>	Службовці, R <sub>3</sub>	МОП і охорона, R <sub>4</sub>	Розрахункова чисельність робітників, R <sub>розр</sub>
$R=R_{\max}$	$R_1=0.1R$	$R_2=0.12 \times (R_1+R)$	$R_3=0.02 \times (R_1+R_2)$	$R_4=0.1 \times (R+R_1+R_2+R_3)$	$R_{\text{роз}}=R+R_1+R_2+R_3+R_4$
52	5	7	1	7	72

Таблиця 4.3 – Розрахунок тимчасових будівель і споруд

№ з/п	Найменування тимчасових будівель	R <sub>ро</sub> <sub>з</sub>	Норми на одного працюючого	Розрахункова площа	Тип прийнятої будівлі і шифр типового проекту	Розміри будівлі, м	К-сть будівель, штук	Прийнята площа, м <sup>2</sup>
1	Контора виконроба	4	4 м <sup>2</sup>	16,0 м <sup>2</sup>	контейнерна 24,4м <sup>2</sup>	3,0х9,0	1	24,4
2	Табельна	4	4 м <sup>2</sup>	16,0 м <sup>2</sup>	контейнерна 24,4м <sup>2</sup>	3,0х9,0	1	24,4
3	Прохідна	-	8 м <sup>2</sup>	8 м <sup>2</sup>	контейнерна 14,5м <sup>2</sup>	2,7х6,0	1	14,5
4	Диспетчерська	5	7 м <sup>2</sup>	35,0 м <sup>2</sup>	пересувна 22 м <sup>2</sup>	2,7х9,0	2	44,0
5	Гардеробні (чоловічі і жіночі)	31/21	0,6 м <sup>2</sup>	18,6/12,6	пересувні 22м <sup>2</sup> /контейнерні 14,4м <sup>2</sup>	2,7х9,0 / 2,7х6,0	1/1	22,0/14,4
6	Вмивальні (чоловічі і жіночі)	31/21	0,214 м <sup>2</sup>	3,31/2,14	контейнерні 14,4м <sup>2</sup> /контейнерні і 14,4м <sup>2</sup>	2,7х6,0	1/1	14,4/14,4
7	Душові (чоловічі і жіночі)	31/21	0,375 м <sup>2</sup>	11,63/7,88	контейнерні 14,4м <sup>2</sup>	2,7х6,0	1/1	14,4/14,4
8	Приміщення для обогріву робітників	52	1 м <sup>2</sup>	52,0	контейнерні 24,4 м <sup>2</sup>	3,0х9,0	2	48,8
9	Приміщення для сушіння робочого одягу	52	0,25 м <sup>2</sup>	13,0	пересувні 19,8 м <sup>2</sup>	2,7х7,9	1	19,8

### 4.1.3 Визначення потреби у воді та електроенергії

Розрахунок потреби у воді та електроенергії проводимо в табличній формі (див. табл. 4.4, 4.5).

Таблиця 4.4 – Розрахунок потреби води

№ з/п	Споживачі води	Об'єм робіт у зміні		Витрати води, л/с	
		Одиниця виміру	Кількісний показник	Норма на одиницю виміру	Загальні витрати в літрах
1	2	3	4	5	6
<b>I. Виробничі потреби</b>					
	Приготування:				
1	розчину	м <sup>3</sup>	47,98	400	19192,0
2	штукатурні роботи	м <sup>2</sup>	1236	7,5	9270,0
3	миття буд. машин	шт.	3	400	1200,0
Всього:					∑29662,0
<b>II. На господарсько-питні потреби</b>					
	Питні витрати:				
4	працюючих та інші потреби	люд.	72	20	1440
5	Користування душем	люд.	72	35	2520
Всього:					∑3960,0
<b>III. Протипожежні потреби</b>					
6	Площа	м <sup>2</sup>	4957	-	5,0
Всього:					5,0
Разом:					∑33627,0

На виробничі цілі, секундні витрати води дорівнюють:

$$Q_B = \frac{V \cdot g_1 \cdot K_1}{n \cdot 3600} = \frac{19192,0 \cdot 1,6}{8 \cdot 3600} = 1,07 \text{ л/с},$$

де  $V \cdot g_1 = 19192,0$  – загальні витрати води на виробничі цілі, л/с (табл. 4.4);

$K_1 = 1,6$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води приймається в залежності від характеру споживача;

$n$  – кількість годин у зміні.

На будівельні і транспортні машини та обладнання підсобних виробництв, секундні витрати води дорівнюють

$$Q_M = \frac{M \cdot g_2 \cdot K_2}{n \cdot 3600} = \frac{1200,0 \cdot 2,0}{8 \cdot 3600} = 0,083 \text{ л/с},$$

де  $M \cdot g_2 = 1200,0$  – загальні витрати води на заправку будмашин, л/с (табл. 5.15);  
 $K_2 = 2,0$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води для будівельних машин.

На господарсько-питні потреби, секундні витрати води дорівнюють:

$$- \text{ на питні потреби } Q_{\text{п}} = \frac{R_{\text{роз}} \cdot g_3 \cdot K_3}{n \cdot 3600} = \frac{1440,0 \cdot 2,7}{8 \cdot 3600} = 0,14 \text{ л/с},$$

$$- \text{ на душові потреби } Q_{\text{д}} = \frac{R_{\text{роз}_1} \cdot g_4 \cdot K_4}{n_1 \cdot 3600} = \frac{2520,0 \cdot 2,7}{0,75 \cdot 3600} = 2,52 \text{ л/с},$$

де  $R_{\text{роз}} \cdot g_3 = 1440 \text{ л/с}$  – максимальна чисельність працюючих на будівництві у зміну;

$R_{\text{роз}_1} \cdot g_4 = 2520 \text{ л/с}$  – максимальна чисельність працюючих, що приймають душ (60% від  $R_{\text{роз}}$ );

$K_3 = 2,7$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води на питні потреби;

$K_4 = 2,7$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води при прийнятті душа;

$n_1$  – тривалість роботи душової установки, зазвичай приймається 45 хв. або 0,75 год.

Розрахункові секундні витрати води приймаються за найбільшою величиною:

$$Q_{1\text{роз}} = Q_{\text{в}} + Q_{\text{м}} + Q_{\text{п}} + Q_{\text{д}} = 1,07 + 0,083 + 0,14 + 2,52 = 3,81 \text{ л/с}$$

$$Q_{2\text{роз}} = Q_{\text{пож}} + 1/2(Q_{\text{в}} + Q_{\text{м}} + Q_{\text{п}} + Q_{\text{д}}) = 5 + 1/2(1,07 + 0,083 + 0,14 + 2,52) = 6,91 \text{ л/с.}$$

Приймаємо  $Q_{\text{роз}} = 6,91 \text{ л/с}$ .

Розрахунок діаметра труб виконується за формулою:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{роз}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,91 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 76,61 \text{ мм},$$

де  $\pi = 3,14$ ;

$V = 1,5 \dots 2,0 \text{ м/с}$  – швидкість води в трубах.

Приймаємо  $d = 80 \text{ мм}$ .

Таблиця 4.5 – Витрати електроенергії

№ з/п	Найменування споживачів	Одиниці виміру	Обсяг або кількість	Норма на одиницю або встановлена потужність, кВт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	2	3	4	5	6
<b>I. Силова електроенергія</b>					
1	Екскаватор	шт.	2	80,0	160,0
2	Кран	шт.	1	100,0	100,0
3	Електрозварювальний апарат	шт.	2	25,0	50,0
4	Електросушка штукатурки	м <sup>2</sup>	153,6	2,0	307,2
<b>III. Внутрішнєелектроосвітлення</b>					
5	Контора	м <sup>2</sup>	24	0,015	0,36
6	диспетчерська	м <sup>2</sup>	44	0,015	0,66
7	побутові приміщення	м <sup>2</sup>	105,0	0,015	1,575
8	Душові та туалети	м <sup>2</sup>	28,8	0,002	0,057
9	Навіси	м <sup>2</sup>	438,0	0,003	1,314
10	Закриті склади	м <sup>2</sup>	5966,57	0,0015	8,950
<b>IV. Зовнішнєосвітлення</b>					
11	Територія майданчика	100 м <sup>2</sup>	49,57	0,015	0,744
12	Відкриті складські майданчики	100 м <sup>2</sup>	0,27	0,05	0,014
13	Основні дороги і проїзди	км	0,722	5,0	3,61
14	Аварійнеосвітлення	км	1,162	3,5	4,067

Визначаємо сумарну потужність в кВт за формулою:

$$P = 1,1 \left( \sum \frac{P_C \times K_1}{\cos f} + \sum \frac{P_T \times K_2}{\cos f} + \sum P_{O.B.} \times K_3 + \sum P_{O.3.} \times K_4 \right) =$$

$$= 1,1 \left( \frac{310 \cdot 0,5}{0,75} + \frac{307,2 \cdot 2,0}{0,75} + 12,92 \cdot 0,8 + 8,44 \cdot 3,5 \right) = 1172,33 \text{ кВт}$$

де 1.1 - коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;



$P_C=310,0$  кВт - потужністьбудівельних машин і пристроїв;

$P_T=307,2$  кВт - потужність, що необхідна для виконання окремих видів БМР;

$P_{O,B}=12,92$  кВт- необхіднапотужність для внутрішньогоосвітлення, що приймається за розрахунками;

$P_{O,3}=8,44$  кВт - необхіднапотужність для зовнішньогоосвітлення, що приймається за розрахунками;

$K_1, K_2, K_3, K_4$  - коефіцієнти попиту;

$\cos f$  - коефіцієнтпотужності, що залежить від числа споживачів силової електроенергії та завантажень, приймається для тимчасового електроосвітлення в середньому рівний 0,75.

Приймаємо один силовий трансформатор типу ТМ 1800/35 потужністю 1800 кВт.

#### 4.1.4 Опис будгенплану

Будівельна ситуація на будгенплані проектується з урахуванням забезпечення необхідних санітарно-гігієнічних умов робітникам.

Об'єктний будгенплан рекомендується виконувати в такій послідовності:

1. Наносять контури своєї будівлі.
2. Встановлюють машини, механізми, шляхи сполучення.
3. Визначають необхідність в складах.
4. Проектують внутрішні дороги.
5. Визначають необхідність в тимчасових спорудах.
6. Проектують електричні мережі.

Всі рішення повинні бути обґрунтовані, при цьому слід виходити із прийнятих методів виконання робіт, типу і розміщення.

Особливу увагу необхідно приділити методам постачання на об'єкт матеріалів. Всі ці рішення повинні бути прийняті з максимальним урахуванням вимог охорони праці, техніки безпеки і протипожежної безпеки.

#### **4.1.4.1 Обґрунтування розміщення на будгенплані монтажних кранів і шляхів їх сполучення**

Всі монтажні механізми, шляхи їх руху повинні бути нанесені на будгенплан і прив'язані до розміщених поблизу діючих і тих що зводяться споруд.

Прив'язка:

- 1) визначають параметри і підбирають механізми;
- 2) виконують поперечну і повздовжню прив'язку;
- 3) розраховують і наносять зони дії крана;
- 4) визначають умови роботи і застосовують при необхідності обмеження в зоні дії крана.

#### **4.1.4.2 Тимчасові внутрішні шляхи і постійні шляхи, які використовуються під час зведення будівель**

Головним джерелом зменшення обсягів будівництва тимчасових шляхів є максимальне використання існуючих постійних доріг.

Проектування будівельних доріг виконується в такому порядку:

- 1) розробляють схему руху транспорту і розміщення доріг в плані;
- 2) визначають параметри доріг;
- 3) установлюють небезпечні зони;
- 4) визначають тип доріг, ширину проїзної частини приймають в залежності від схеми руху і габаритів механізмів.

#### **4.1.4.2 Заходи з техніки безпеки, охорони праці, протипожежні заходи**

На будгенплані позначаємо кордони небезпечних зон, повітряних мереж електропередач, інтенсивності руху транспортних засобів, зберігання вибухонебезпечних та згоряючих матеріалів, а також шкідливих речовин і інші небезпечні зони, умови роботи, де необхідно забезпечити додаткову безпеку.

Організація майданчика повинна забезпечувати безпеку працівників на всіх етапах будівництва.

При розміщенні на будмайданчику тимчасових споруд, огорож, складів і приміщень, слід враховувати габарити рухомого складу, транспорту, який рухається поблизу споруд і інших будівель.

Санітарно-побутові приміщення і площадки для відпочинку працюючих, а також автомобільні дороги і пішохідні тротуари слід розміщувати за межами небезпечних зон.

Пожежна безпека забезпечується у відповідності з вимогами ДБН В.1.2-7:2021 «Пожежна безпека».

#### 4.2 ТЕП будгенплану

№ п/п	Назва показника	Одиниця виміру	Величина
1	Площа території БГП	м <sup>2</sup>	150000
2	Площа під постійну споруду	м <sup>2</sup>	3521,40
3	Площі під тимчасові споруди	м <sup>2</sup>	2841
4	Протяжність тимчасових автодоріг	м	390
5	Протяжність тимчасових:		
5.1	- електромереж	м/п	492
5.2	- водогону	м/п	295,5
5.3	- огороження	м/п	500

#### Висновки до розділу 4

1. Розроблено будівельний генеральний план зведення багатоквартирного житлового будинку в місті Тернопіль. Підібрано необхідні транспортні механізми та матеріали для зведення будівлі.

2. Розраховано потребу у всіх необхідних ресурсах та складах для зведення об'єкту. Підраховано ТЕП будгенплану будівлі.

## РОЗДІЛ 5

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 5.1 Відповідальність роботодавця та працівника щодо порушення вимог з охорони праці

Основним нормативно-правовим актом у сфері охорони праці, який встановлює відповідальність за порушення встановлених вимог щодо охорони праці є Закон України "Про охорону праці". Відповідно до даного Закону за порушення законодавчих та інших нормативних актів про охорону праці встановлені різні види відповідальності: дисциплінарна, адміністративна, матеріальна, кримінальна. Передбачена відповідальність як підприємств, так і самих працівників. Дисциплінарна відповідальність регулюється Кодексом законів про працю і передбачає такі види покарання, як догана та звільнення.

Адміністративна відповідальність встановлюється Кодексом про адміністративні правопорушення і передбачає накладення на службових осіб, громадян-власників штрафів.

Матеріальною відповідальністю передбачено відшкодування збитків, завданих підприємствами працівникам (або членам їх сімей), які постраждали від нещасного випадку або профзахворювання.

В разі порушення законодавства про охорону праці та невиконання приписів (розпоряджень) посадових осіб органів виконавчої влади з нагляду за охороною праці юридичні та фізичні особи, які відповідно до законодавства використовують найману працю, притягаються органами виконавчої влади з нагляду за охороною праці до сплати штрафу. Сплата штрафу не звільняє юридичну або фізичну особу, яка відповідно до законодавства використовує найману працю, від усунення виявлених порушень у визначені строки. В свою чергу, максимальний розмір штрафу не може перевищувати п'яти відсотків середньомісячного фонду заробітної плати за попередній рік юридичної чи фізичної особи, яка відповідно до законодавства використовує найману працю.

Державний нагляд за дотриманням законів та інших нормативно-правових актів про охорону праці здійснюють служби охорони праці, державні органи з нагляду за охороною праці, з питань радіаційної безпеки, з питань пожежної безпеки, з питань гігієни праці.

Роботодавець зобов'язаний безплатно створювати необхідні умови для роботи посадових осіб державних органів з нагляду за охороною праці.

## **5.2 Організація заходів безпеки при виконанні вантажно-розвантажувальних робіт**

Навантажувальні і розвантажувальні роботи досі залишаються найбільш травмонебезпечними і трудомісткими процесами предметної діяльності.

Незадовільна організація праці на цих видах робіт, не дотримання вимог безпеки при укладанні, ув'язуванні і штабелюванні вантажів, неправильне використання вантажопідйомних машин, пристроїв і транспортних засобів можуть призводити до аварійних ситуацій з тяжкими наслідками. Важливу роль у забезпеченні безпеки навантажувально-розвантажувальних робіт відіграє підготовка території (зони складування) для їх виконання. Майданчики поділяють на базові (постійні) і зони складування на будівельному об'єкті (тимчасові).

У межах фронту робіт можна використовувати бокову, торцеву косокутну схеми розташування транспортних засобів під навантаження або розвантаження. Для безпечного руху транспортних засобів на території майданчиків встановлюють знаки: “В'їзд”, “Виїзд”, “Розворот” та ін.

Для забезпечення вимог техніки безпеки на цих видах робіт необхідно знати фізико-хімічні і механічні властивості вантажів, їх розміри, способи упаковки, ув'язки і їх транспортабельність.

За властивостями вантажі поділяються на такі основні класи:

- навалочні;
- штучні;
- наливні;

- спеціальні.

За ваговими властивостями вони поділяються на три категорії:

- I – вантажі вагою одного місця до 80 кг, а також сипучі, штучні, що перевозяться навалом;

- II - вантажі вагою одного місця від 80 до 500 кг;

- III - вантажі вагою одного місця понад 500 кг.

За ступенем небезпеки при навантажуванні, розвантажуванні вантажі поділяються на сім груп:

1. вантажні мало небезпечні;
2. горючі вантажні;
3. пилові і горючі;
4. балони зі стиснутим газом;
5. обпікаючі рідини;
6. вантажні небезпечні за своїми розмірами;
7. вантажні особливо небезпечні.

Кожен вантаж має своє маркування, що дозволяє вибирати способи складування, зберігання і переміщення, а також безпечні прийоми при виконанні вказаних операцій. Безпека вантажно-розвантажувальних і транспортних робіт залежить від того, наскільки правильно розміщені вантажі на транспортних засобах. Для перевезення вибухових, радіоактивних, легкозаймистих і отруйних речовин існують відповідні правила та інструкції. На перевезення великогабаритних вантажів потрібно отримати дозвіл від ДАІ.

Транспортування нафтопродуктів являє собою певну небезпеку. Транспортні засоби повинні мати іскрогасники, а при наливі і зливі заземлення. Основною умовою при їх транспортуванні – не переповнювати рідиною ємності і забезпечувати їх герметичність. Для безпечної організації робіт важливе значення має правильний вибір вантажопідйомних механізмів, транспортних засобів та пристосувань. Способи складування вантажів залежать від їх призначення, методів строповки, методів монтажу і т. ін.

При влаштуванні зон складування встановлюють відповідні проходи між штабелями, але вони мають бути не меншими за шириною як 1 м.

Підвищені вимоги безпеки стосуються зберігання отруйних, легкозаймистих і вибухонебезпечних речовин. Дозволяється їх зберігання тільки в окремих приміщеннях, віддалених від житла.

Працівники, зайняті на вантажно-розвантажувальних роботах зобов'язані проходити попередні і періодичні медичні огляди у відповідності з чинним законодавством.

Особи, допущені до навантаження і розвантаження небезпечних і особливо небезпечних вантажів, проходять спеціальне навчання з наступною атестацією.

### 5.3 Розрахунок прожекторного освітлення будівельного майданчика

1. Виходячи з характеру основних будівельних робіт, що будуть виконуватись на майданчику темну пору доби призначаємо значення нормативної освітленості території  $E_n = 10 \text{ Лк}$

2. Площу будівельного майданчика визначаємо за формулою:

$$S = 100 \cdot 150 = 15000 \text{ м}^2$$

3. При ширині будівельного майданчика  $B=100\text{м}$ , приймаємо для території прожектори типу ПЗС-45 з дуговими ртутними лампами ДРЛ-700, які мають світловий потік  $\Phi_{\text{л}}=35000\text{лм}$ .

4. Визначимо необхідну кількість прожекторів для освітлення будівельного майданчика по формулі:

$$n = \frac{S \cdot E_n \cdot m \cdot k}{\Phi_{\text{л}} \cdot u \cdot \eta} = \frac{15000 \cdot 10 \cdot 1,16 \cdot 1,5}{35000 \cdot 0,9 \cdot 0,37} = 22,39$$

де  $S$ - площа майданчика на якому влаштовується прожекторне освітлення,  $\text{м}^2$ ;

$E_n$ - нормативна освітленість на майданчику, лм;

$m$ -коефіцієнт розсіювання світла прожекторами (для площ і майданів  $m=1,16$ );

$k$ -коефіцієнт запасу (для прожекторного освітлення  $k=1,5$ );

$\Phi_{\text{л}}$  – світловий потік лампи для прожекторного освітлення, лм;

$u$  - коефіцієнт використання світлового потоку прожекторів:

при освітленості майданчиків площею понад  $5000\text{м}^2$   $u=0,9$ ;

при площі до  $5000\text{м}^2$   $u=0,7 \dots 0,8$ ;

$\eta$ -коефіцієнт корисної дії прожектора для прожекторів типу ПЗС-45  $\eta=0,35 \dots 0,38$ .

Приймаємо з конструктивних міркувань  $n=24$  шт.

5. За формулою:  $H_{\text{min}} = \sqrt{\frac{l_{\text{max}}}{300}} = \sqrt{\frac{30000}{300}} = 10\text{м}$  - мінімальна висота встановлення

прожекторів, де

$l_{\text{max}}$  - максимальна сила світла від лампи прожектора, кд.

6. Вибираємо кут нахилу оптичної осі прожектора до горизонту  $\theta=20^\circ$  і кут між оптичними осями прожектора  $\tau=40^\circ$ .

7. Знаходимо відстань між опорами із співвідношення:

$$L = (5 \dots 15) H_{\text{min}}$$

Приймаємо:  $L = 7,5 \cdot 10 = 75\text{м}$ .

8. Визначаємо загальну потужність прожекторного освітлення по формулі:

$$P_{\text{заг.}} = n \cdot P_{\text{л}} = 24 \cdot 700 = 16800 \text{ Вт},$$

$P_{\text{л}}=700 \text{ Вт}$  - потужність лампи.

9. Приймаємо для влаштування прожекторного освітлення двох провідну мережу з напругою між проводами:  $U=220\text{В}$ .

10. Визначимо мінімальну силу струму в освітлювальній мережі прожекторних установок за формулою:

$$I = \frac{P_{\text{заг.}}}{U} = \frac{16800}{220} = 76,36 \text{ А}.$$

11. Виходячи з характеристик та призначення електропроводів, приймаємо провідну марку ШРПС з двома жилами.



12. Приймамо для даної марки проводу допустиме тривале струмове навантаження з умови:  $I_{\text{доп.}} \geq I$ , тобто для наших умов  $I_{\text{доп.}}=100\text{А}$  для двохжильного мідного проводу з площею поперечного перерізу  $S=0.25\text{мм}^2$ .

13. Виходячи із розмірів будівельного майданчика, встановлюємо по кутах і посередині довшої сторони 6 опор на яких розташовуємо батареї з 4 прожекторів. Прожектори встановлюємо під кутом  $\theta=20^\circ$  до горизонту з кутом між оптичними осями  $\tau=40^\circ$ .

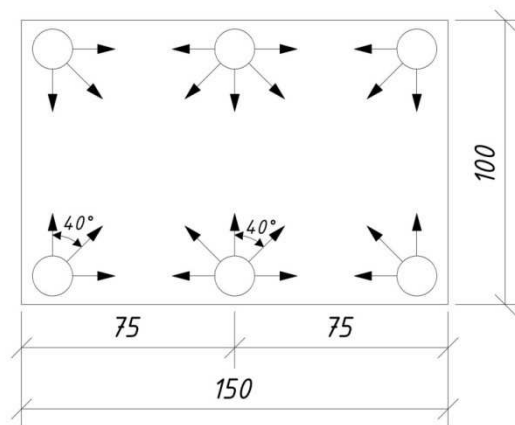


Рисунок 5.1 – Схема розташування прожекторних опор на будівельному майданчику

#### 5.4 Визначення дій під час настання стихійного лиха

Про загрозу виникнення стихійного лиха населення сповіщається через мережу провідного мовлення (через квартирні і зовнішні гучномовці), а також через місцеві радіомовні станції, телебачення і, якщо дозволяє час, через засоби друку. В інформації вказується характер можливого надзвичайного явища, його масштаби, час виникнення і можливі наслідки, а також рекомендується, що необхідно робити до і під час стихійного лиха.

Кожний громадянин, який опиниться у районі стихійного лиха, зобов'язаний проявляти самовладання, особистим прикладом оказувати вплив на оточуючих.

Перед тим, як увійти у пошкоджений будинок (споруду), треба переконатися, чи не загрожує він обвалом; у приміщенні через небезпеку вибуху скупчення газів неможливо користуватися відкритим вогнем (сірниками, свічами і т.д.).

Будьте обережні з обірваними і оголеними проводами, не допускайте короткого замикання.

Не вмикайте електроенергію, газ і водопровід, до тих пір, доки їх не перевірить комунально-технічна служба.

Не пийте воду із пошкодженого водопроводу або затоплених колодязів.

Дотримання заходів обережності в районі стихійного лиха дозволяє значно понизити складність і кількість травм.

Стихійні лиха, аварії і катастрофи можуть викликати масові ураження. Унаслідок цього можливі різні травми – струси, переломи, стискання окремих частин тіла, поранення живота, грудної клітини, голови тощо. Тому необхідно своєчасно надати першу допомогу.

Кожна людина повинна мати індивідуальний перев'язувальний пакет, протихімічний пакет (ПП-8) і аптечку (АІ-2, побутову або автомобільну), знати місце близько розташованої аптеки та медичного закладу і вміти:

✓ зупинити кровотечу, для чого притиснути пальцями артерію до кості вище рани в точках, потім поверх одягу (або підклавши м'яку підкладку вище рани і ближче до неї) накладіть скрутень або закрутку. Не закривайте скрутень бинтом. Час накладання скрутня (закрутки) укажіть в записці, яку треба закріпити на пов'язці або іншому видному місці;

✓ перев'язати рану за допомогою перев'язувального пакету, бинту або інших засобів. Пов'язка захистить рану від додаткових травм, забруднення і зараження;

✓ накласти шину при травматичних пошкодженнях кісток і суглобів для забезпечення їх нерухомості. Шину (па-лицю, смужку фанери і т.д.) прибинтуйте так, щоб вона захопила два суміжних суглоба вище і нижче місця перелому. При накладанні шини, зламаній кінцівці надайте найбільш вигідне положення, а при вивихах зафіксуйте той стан, при якому кінцівка опинилася після травми.

В місцях виступів кісток між тілом і шиною підкладіть прокладки з м'якої тканини. Якщо нема шини, пошкоджену ногу прибинтуйте до здорової, а руку – до тулубу.

При наданні першої допомоги потерпілому необхідно терміново вжити заходи, щоб припинити дію шкідливого фактору.

### **Висновки до розділу 5**

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при зведенні багатоквартирного житлового будинку. Розраховано прожекторне освітлення будівельного майданчика.
2. Розроблено алгоритм дій під час настання стихійного лиха.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Запроектовано і законструйовано односекційний 15-ти поверховий житловий будинок в м. Тернопіль по вулиці Головацького. Для нормального обслуговування жителів будинку в межах перших двох поверхів розміщено необхідні підприємства побутового обслуговування.
2. Проведено скінченноелементне моделювання роботи монолітного залізобетонного каркасу багатопверхового житлового будинку в експлуатаційних умовах.
3. Під час моделювання враховано різні види навантаження, що трапляються під час експлуатації будівлі. Визначено найбільш несприятливі комбінації цих навантажень та характерні місця їх прикладання.
4. За результатами чисельного моделювання побудовано деформативні схеми, ізополя переміщень та ізополя деформацій монолітного залізобетонного каркасу будівлі та визначено розрахункові зусилля для проектування основних несучих конструкцій каркасу.
5. За результатами чисельних розрахунків проведено армування та конструювання перерізу колон, плит покриття та перекриття монолітного залізобетонного каркасу багатоквартирного житлового будинку.
6. Розроблено бідвельний генеральний план зведення багатоквартирного житлового будинку. Підібрано необхідні транспортні механізми та матеріали для зведення будівлі.

## БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДБН Б.2.2-12:2019 "Планування і забудова територій" – К.: Мінрегіон України, 2019 – 141 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 72 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» К.: Мінрегіон України, 2011. – 141 с.
4. Наказ Мінрегіону від 31.12.2021 № 374 Кошторисні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи
5. Міністерство інфраструктури України наказ 02.05.2022 № 273 Про затвердження Правил визначення вартості будівництва
6. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів. ДП НДІБК, К. Мінрегіонбуд України, 2013. – 43 с.
7. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва К.: Мінрегіон України, 2016. – 43 с.
8. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)
9. ДСТУ 9184:2022 Вироби стінові з ніздрюватого бетону. Технічні умови – К.: Мінбуд України, 2022. – 76 с.
10. ДБН В.2.2-28:2010. Будинки адміністративного та побутового призначення. К.: Мінбуд України, 2011. – 34 с.
11. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України – К.: Мінрегіонбуд України, 2013. – 87 с.
12. Конституція України. Закон України Закон України «Про охорону праці» № 2695-ХІІ від 14.10.92, ВВР, 1992, № 49, ст.669 Київ : Велес, 92. – 48 с. – (Серія видань "Офіційний документ").
13. Закон України «Основи законодавства України про охорону здоров'я» Відомості Верховної Ради України (ВВР), 1993, № 4, Київ : Велес, 92ст.19

14. ДНАОП 0.00-4.14-94 "Положення про опрацювання, прийняття, перегляд та скасування державних міжгалузевих і галузевих нормативних актів про охорону праці"
15. Постанова КМУ «Про затвердження методики оцінки збитків від наслідків НС природного та техногенного характеру» від 15 лютого 2002 року №175.
16. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
17. Залізобетонні конструкції. Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Будникова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К. Вища школа, 1995. - 591с.
18. Залізобетонні конструкції: Підручник / П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко. За ред. П.Ф. Вахненка. – К. Вища школа, 1999. – 508с.
19. Інженерні конструкції / За ред. Є.М. Бабича. - Львів: Світ, 1991. - 352 с.
20. Масюк Г.Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд промислових підприємств: Навчальний посібник. - Рівне: НУВГП, 2010. – 212 с.
21. Конспект лекцій з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. Частина 1 / Укладачі: Й.Й. Лучко, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 221 с.
22. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учебное пособие / Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. – Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
23. Залізобетонні конструкції. /За ред.. П.Ф. Вахненко. – К., Вища школа, 1999
24. Конспект лекцій з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 133 с.
25. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. /

- Укладач: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 23 с.
26. Гандзюк М. П., Желібо Е. П., Халімовський М. О. Основи охорони праці / За ред. Гандзюка М. П. - К.: Каравела 2003 - 405 с.
27. Ткачук К. Н., Халімовський М. О., Зацарний В.В., та інші. Основи охорони праці: Підручник. -К.: Основа, 2006. -444 с.
28. Справочник по охране труда на промышленных предприятиях, Ткачук К.Н. и др.-К.: Техника, 1991 -285 с.
29. Жидецький В.Ц. Основи охорони праці: Підручник. - К.: Основа, 2002. - 320 с.
30. Методичний посібник до виконання курсової роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Розробник: О.П. Конончук – Тернопіль: Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2017. – 32 с.
31. Пожежна безпека. Навч. посіб. /За ред. Рожкова А. П. — К.: Пожінформтехніка, 1999-255 с.
32. Ротань В. Г., Зуб І. В., Стичинський Б. С. Науково-практичний коментар до законодавства України про працю. Восьме видання. Доповнене та перероблене. — К.: Видавництво А.С.К., 2007. - 944 с.
33. Носовський Г.А. Основи промислової екології / Г.А. Носов-ський. — К.: ІСДО, 1996. — 80 с.
34. Джигирей В.С. Основи екології та охорона навколишнього середовища : навч. посіб. / В.С. Джигирей. — 5-те вид., виправл. і допов. — К. : Т-во "Знання", КОО, 2007. — 422 с.
35. Джигирей В.С. Основи екології та охорона навколишнього природного середовища / В.С. Джигирей, В.М. Сторожук, Р.А. Яцюк. — Л.: Афіша, 2000. — 272 с.
36. Застосування сучасних програмних комплексів при вивченні роботи підсилених залізобетонних конструкцій / Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук, А.Б. Ковбасник, І.В. Кузик, А.І. Красовський // Збірник тез доповідей VI Міжнародної

- науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 16-17 листопада 2017 року — Т. : ТНТУ, 2017 — Том I. — С. 123-124. — (Сучасні технології в будівництві, машино- та приладобудуванні).
37. Дослідження залізобетонних конструкцій методом скінченних елементів / Конончук О.П., Пиндус Ю.І., Вільк М.Л., Павлюк О.В. // Збірник тез доповідей VIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 27-28 листопада 2019 року — Т. : ТНТУ, 2019 — Том I. — С. 27. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій).
38. Розширення техноло-гічних можливостей вібраційно-відцентрового оброблення деталей / Гевко Б., Кондратюк О., Шаблій О., Підгурський М. // Вісник ТНТУ. — 2012. — Том 67. — № 3. — С.210-216. — (машинобудування, автоматизація виробництва та процеси механічної обробки)
39. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. — Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. — 236 с.
40. Ясній П. В. Методи моніторингу та розрахунку експлуатаційних впливів і динаміки руху колісних транспортних систем при транспортуванні великогабаритних вантажів : навчальний посібник / П.В. Ясній , В.З. Гудь , Ю.І. Пиндус , М. І. Гудь та ін. — Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. — 168 с.
41. Кедик Т. Моделювання роботи каркасу будівлі складної геометричної форми при сукупній дії експлуатаційних навантажень / Т. Кедик, Михайло Іванович Гудь // Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“, 10-11 листопада 2022 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2022. — С. 161–163. — (Нові та сучасні матеріали та технології)
42. Колісник М. Б. Обґрунтування використання спф сплавів у демпфуючих пристроях / М. Б. Колісник, Л. Собашек, В. П. Ясній // Збірник тез доповідей VII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів



„Актуальні задачі сучасних технологій“, 28-29 листопада 2018 року. — Т. : ТНТУ, 2018. — Том 1. — С. 35.

43. Гудь М. І. Оцінювання довговічності тонкостінних циліндричних оболонок при транспортуванні літаком : дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 01.02.04 / Михайло Іванович Гудь. — Тернопіль : ТНТУ, 2021. — 127 с.

44. Ясній В. П. Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску / В. Ясній, Т. Микитишин // Вісник ТНТУ. — Т. : ТНТУ, 2023. — Том 111. — № 3. — С. 97–105.

45. Підгурський М. І. Моделювання впливу дефектності на довговічність зварних елементів несучих конструкцій мобільних машин / М. І. Підгурський, М. Я. Сташків, І. М. Підгурський, О. М. Підлужний // Тези доповідей ювілейної міжнародної науково-методичної конференції «Сучасні проблеми зварювання та споріднених технологій. Проблеми ресурсо - та енергозбереження зварювальних процесів. Удосконалення підготовки кадрів», присвяченій 75-річчю кафедр «Автоматизація та механізація зварювального виробництва» та «Металургія і технологія зварювального виробництва» Приазовського державного технічного університета. – Маріуполь : ДВНЗ «ПДТУ», 2021. – С. 44 - 45.