

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ПРИРОДОКОРИС-  
ТУВАННЯ

Навчально-науковий інститут заочної  
та післядипломної освіти

Кафедра будівельних  
конструкцій



**КВАЛІФІКАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА**  
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

на тему: **Готель на 80 місць у місті Бориславі Львівської області з  
техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів**

Студент	_____	<u>Головач М. Й.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник роботи	_____	<u>Гнатюк О. Т.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Консультанти:	_____	<u>Степанюк А. В.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	<u>Гнатюк О. Т.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	<u>Фамуляк Ю. Є.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	<u>Матвіїшин Є. Г.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	<u>Мазур І. Б.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	<u>Гнатюк О. Т.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)

Дубляни – 2024

# ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

Навчально-науковий інститут заочної та післядипломної освіти

«Затверджую»

Зав. кафедрою

\_\_\_\_\_  
(підпис)

## З А В Д А Н Н Я на кваліфікаційну магістерську роботу спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

Студенту Головачу Максиму Йосиповичу

Тема роботи: Готель на 80 місць у місті Бориславі Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів

Керівник магістерської роботи

Гнатюк Олександр Терентійович, к.т.н., доцент

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

Затверджена наказом ЛНУП від «17» лютого 2023 року №33/к-с

1. Строк здачі студентом закінченої роботи: до «12» січня 2024 р.
2. Вихідні дані для роботи: Будівля – з п'ятиповерховим центральним блоком готелю та одноповерховими торговими приміщеннями. Конструктивно - рамний сталевий каркас. Перекриття - монолітний залізобетон і сталевий профнастил. Фундаменти – згідно ТЕП.
3. Перелік питань, які необхідно розробити: Арх-буд розділ – генплан, основні об'ємно-планувальні та конструктивні рішення; розр-конс розділ – розрахунок і конструювання елементів металевої рами, фундаментів; тех-орг розділ – розрахунок параметрів технологічної карти на влаштування металевих каркасу та календарного графіка; розділ економіки будівництва - об'єктний та зведений кошториси; науковий розділ – за індивідуальним завданням; охорона праці та довкілля – основні рішення.
4. Перелік графічного матеріалу: Арх-буд розділ – генплан, плани, фасади, розрізи, вузли, деталі, специфікації (2 аркуші); розр-конс розділ – виконавчі креслення конструкцій перекриття і фундаментів (3 аркуші); тех-орг розділ

– технологічної карти на влаштування металевого каркасу, календарний графік (2 аркуші); науковий розділ (1 аркуш)

---



---

5. Консультанти розділів магістерської роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали, вчена ступінь та наукове звання консультанта	Підпис
1		
2		
3		
4		
5		
6		

6. Дата видачі завдання: « \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

Календарний план виконання магістерської роботи

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Термін виконання етапів роботи	Відмітка про виконання
1	Архітектурно-планувальний розділ		
2	Розрахунково-конструктивний розділ		
3	Технологія та організація будівництва		
4	Економіка будівництва		
5	Охорона праці та довкілля		
6	Наукова робота		

Студент

(підпис)

Головач М. Й.  
(прізвище та ініціали)

Керівник  
магістерської роботи

(підпис)

Гнатюк О.Т.  
(прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

	<b>Реферат</b>	4
	<b>Вступ</b>	5
1	<b>Архітектурно-будівельний розділ</b>	6
1.1	Генеральний план	6
1.2	Об'ємно-планувальне рішення	7
1.3	Конструктивні рішення	8
1.4	Технологічний процес	13
1.5	Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін	17
1.6	Техніко-економічні показники	19
2	<b>Розрахунково-конструктивний розділ</b>	20
2.1	Схема для розрахунку елементів каркасу	20
2.2	Збір навантажень	22
2.3	Розрахунок основних несучих конструкцій кістяка будівлі	27
2.4	Розрахунок фундаменту	39
2.5	Конструювання фундаментів	46
2.6	Автоматизований розрахунок каркасу одноповерхової частини	52
3	<b>Технологічно-організаційний розділ</b>	55
3.1	Технологічна карта на влаштування металевого каркасу	55
3.2	Проектування календарного графіка	63
4	<b>Розділ економіки будівництва</b>	70
4.1	Об'єктний кошторис	71
4.2	Зведений кошторис	74
5	<b>Науковий розділ</b>	77
5.1	Призначення варіантів фундаментів	77
5.2	Розрахунок і конструювання монолітного з/б фундаменту ФНЗ-1м (варіант I)	77
5.3	Розрахунок і конструювання збірного з/б фундаменту ФНЗ-1з (варіант II)	78
5.4	Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів	82
6	<b>Охорона праці та довкілля</b>	83
	<b>Загальні висновки</b>	93
	<b>Бібліографічний список</b>	94

## РЕФЕРАТ

Дипломна робота: 96 сторінок тексту, 22 рисунки, 10 таблиць, 7 аркушів граф. част., 36 джерел літератури.

“Готель на 80 місць у місті Бориславі Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів” – Головач Максим Йосипович – Кваліфікаційна магістерська робота. Кафедра будівельних конструкцій. – Дубляни, ЛНУП, 2024 р.

Розроблено проект адміністративної будівлі оздоровчо-відпочинкового корпусу на 50 місць з п'ятиповерховим центральним блоком готелю та одноповерховими торговими приміщеннями з необхідними обґрунтуваннями, розрахунками, висновками, кресленнями. Об'ємно-планувальне рішення забезпечує зручність експлуатації будинку.

Конструктивна схема будівлі – рамний сталевий каркас. У конструктивному розділі проведено розрахунок і конструювання елементів металевої рами, фундаментів. Розроблено технологічну карту на влаштування на влаштування металевого каркасу, календарний графік ведення будівництва, об'єктний та зведений кошториси, міроприємства з охорони праці та довкілля, а також науковий розділ з області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів. Після деталізації проект повністю або частково може бути застосований для реального будівництва.

## ВСТУП

У дипломній роботі розроблено комплексу споруд готельного призначення, у складі готелю на 80 місць та вбудованих торгових приміщень. У роботі представлені такі основні розділи: архітектурно-конструктивна частина, розрахунково-конструктивна частина, економічна, технологічна частини, організація будівництва, охорона праці та довілля та науковий розділ.

В архітектурно-конструктивній частині призначаються типорозміри основних несучих конструкцій, їх кількість і розташування, габаритні розміри, матеріали, з яких вони виконані. При виконанні проекту основну увагу приділяється створенню оптимальних умов для проходження технологічного процесу, згідно якого проектуються приміщення будівлі і їх планування.

У розрахунково-конструктивному розділі вибирається розрахункова схема кістяка будівлі, виконується розрахунок січень основних несучих конструкцій: колон, ригелів, прогонів, профнастилу, сталі залізобетонного перекриття. Розраховуються основні вузли рами. Проводиться визначення розмірів фундаментів та їх конструювання.

В економічній частині розроблено кошторисну документацію на об'єкт, зокрема об'єктний та зведений кошторис.

У технологічно-організаційному розділі відображена розробка календарного графіка виконання робіт, проведено розрахунок параметрів будівельного генерального плану та елементів технологічної карти на монтаж металевих каркасу будівлі.

Перевірка вогнестійкості колони, та підбір строп для монтажу основних елементів каркасу розглянуті в розділі охорони праці.

В розділі охорона навколишнього середовища та охорона праці описуються основні небезпечні явища, які можуть бути характерними для даної будівлі та способи боротьби з ними.

Архітектурне проектування у будівництві виконується у відповідності з функціональним призначенням будівель і споруд, генеральним планом кварталу та природніми законами краси.

# 1. АРХІТЕКТУРНО–БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

## 1.1 Генеральний план

Ділянка, відведена для будівництва, розташована біля дороги, через яку проходить транспортна логістика проектованого об'єкта з міською інфраструктурою.

Для організації під'їзду машин для гасіння пожежі по периметру проектованої будівлі заплановані під'їзди до неї достатньої ширини для роботи протипожежної техніки. Вони одночасно можуть виконувати функцію доставки товарів до торгових закладів та доїзду працівників закладу до службових паркувань.

На генеральному плані виділяють:

- будівлю готельного комплексу,
- допоміжні нежитлові приміщення,
- зона готельних служб,
- зона діяльності торгових закладів,
- зона клієнтів готелю.

Для підвезення товарів до установ торгівлі, постачання підприємства харчування і готелю, зберігання відходів передбачені спеціальні площадки. Вони знаходяться з внутрішнього боку готельно-торгового комплексу. Завдяки цьому відокремлюються потоки клієнтів закладу і транспортної логістики.

Зона, призначена для виконання функцій готельними службами планується тільки для працівників готелю. До неї відноситься автостоянка на 20 парковок, яка знаходиться безпосередньо поблизу службового входу. Зона запланована із заднього боку готельного комплексу між службовими іншими майданчиками.

Для закладів торгівлі окремі зони призначаються для використання їх тільки працівниками цих закладів. Це автостоянки із загальною місткістю на 6 парко-місць. Ці зони розміщені по торцях проектованої споруди готельного комплексу, пріоритетом при їх плануванні є швидкий доступ персоналу до робочих місць.

Зона відвідувачів складається з автомобільної стоянки на 160 машино-місць і зони відпочинку відвідувачів. Одне машино-місце стоянки являє собою площадку розміром 6×3 м. Доступ у зону для відвідувачів можливий з боку вулиці із двох в'їздів. Зона відпочинку відвідувачів являє собою квітник, розташований в центрі зони відвідувачів. Навколо квітника розташовані лавочки.

Зона центрального входу виконана у вигляді покриття з бруківки. Інші пішохідні комунікації, як і автомобільні проїзди виконані з асфальтобетону.

Ширина основних транспортних комунікацій - 6 м, ширина тротуарів - 3м.

Основні техніко-економічні показники генерального плану

- площа ділянки 27000 м<sup>2</sup>
- площа забудови 6150 м<sup>2</sup>
- площа асфальту і мощення 12909 м<sup>2</sup>
- площа озеленення 7941 м<sup>2</sup>
- коефіцієнт забудови 0,23
- коефіцієнт заощення 0,48
- коефіцієнт озеленення 0,29
- коефіцієнт використання території 0,72.

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

Проектована споруда в плані є неправильної форми. Середній п'ятиповерховий блок – прямокутної форми. Збоку від нього з обох сторін розміщені одноповерхові блоки, заокруглені в плані, радіус закруглення- від центру споруди до її країв.

У плані габаритні розміри споруди будівлі по крайніх осях: 139 × 60 м. Другий і наступний поверхи мають габаритні розміри в осях 60 × 15 м.

П'ятиповерховий центральний блок піднімається над крайніми 1-поверховими. Домінантність центральної багатоповерхової частини споруди над іншими малоповерховими підкреслюється за рахунок певних конструк-



цій даху, що виділяються на фоні інших деталей. Дизайнерського колориту центральному п'ятиповерховому блоку споруди додає також суцільне за-склення вікон. У такий спосіб створюється можливість повністю освітити коридорні приміщення готелю.

Додатково виразність проєктованому фасаду споруди створює його зовнішнє оздоблення, виконане методом вентилязованих навісних фасадів, тобто одночасне його утеплення і архітектурне оформлення.

Повна висота споруди від рівня “нуля” першого поверху – 24,5 м.

Висота 1-поверхових блоків споруди – 5,45 м.

Висота кожного типового поверху приміщень готелю – 3,65 м.

Висота приміщень 1-го поверху – 4,25 м.

Для технічного поверху середня висота приміщень – 2,45 м.

Технічний поверх використовується для розташування в ньому інженерних комунікацій 5-поверхового блоку готелю.

### **1.3. Конструктивні рішення**

Конструктивно будівля відповідає рамі зі сталевим каркасом.

#### *Фундаменти:*

Конструкція фундаментів споруди - монолітні залізобетонні неглибокого закладання, окремо стоячі під стійки кістяка будівлі. Для одноповерхової частини запроектовано одноступінчасті (висота сходинки 0,45м), з розміром підошви 1,2×1,5м, висотою 1,5м. Для багатоповерхової частини запроектовано двоступінчасті (висота сходинки 0,45м), з розміром підошви 2,7×2,7м, висотою 1,5м, відмітка низу фундаментів 2,650м.

#### *Стіни:*

Стіни приймаються ненесучими з газобетонних блоків, які із зовнішньої сторони облицьовуються панелями системи навісних вентилязованих фасадів. Товщина стін із газобетонних блоків прийнята 200 мм. Використовується утеплювач утеплювач - «Роквул» товщиною 150 мм. Газобетонні блоки стін влаштовуються безпосередньо по залізобетонній конструкції перекриття.

### *Вікна:*

У прорізи встановлюються алюмінієві віконні рами, які заповнюються подвійними склопакетами. Засклення торговельних залів виконується з алюмінієвих рам із заповненням їх двокамерними склопакетами.

### *Перемички:*

2ПБ 16-2-п (173 шт.), 2ПБ 22-3-п(48), 5ПБ 30-27-п(28)

### *Колони:*

У поздовжньому напрямку (осі 1-18) крок колон прийнятий 12 м для 1-поверхових блоків і, відповідно, 15 м для багатоповерхового блоку. У поперечному напрямку (осі А-У) прийнятий крок колон - 6 м.

Конструкція колон одноповерхових блоків виконуються – сталеві двотаврового перерізу з габаритними розмірами 300 × 300 мм. Сталеві колони багатоповерхового блоку приймаються двотаврового сталевого перерізу 400 × 400 мм.

### *Перекрыття і покриття:*

Перекрыття між поверхами конструктивно проектується комплексно: монолітної залізобетонної плити з шаром утеплювача по сталевому профільному настилу (рис.1.1). Така комплексна конструкція плити спирається на металеві прогони, прийняті з фасонного прокату з кроком 2,5 м.

Одноповерхові блоки споруди перекриваються сталевими профільними листами настилу по по сталевих фасонних прогонах через 3 м.

### *Перегородки:*

Перегородки виконують із гіпсокартонних листів по направляючих (рис. 1.2) системи KNAUF. Загальна товщина влаштованих перегородок в одноповерхових блоках будівлі в господарських і службових приміщеннях торгових залів приймається 120 мм. У житлових приміщеннях готельної багатоповерхової частини перегородки приймаються комплексними товщиною 150 мм із двох гіпсокартонних листів, простір між якими заповнюється тепло- і звукоізолюючими акустичними панелями. Таке рішення створює доста-

тньо комфортні умови проживання в житлових готельних номерах із достатнім звукоізоляційним захистом.

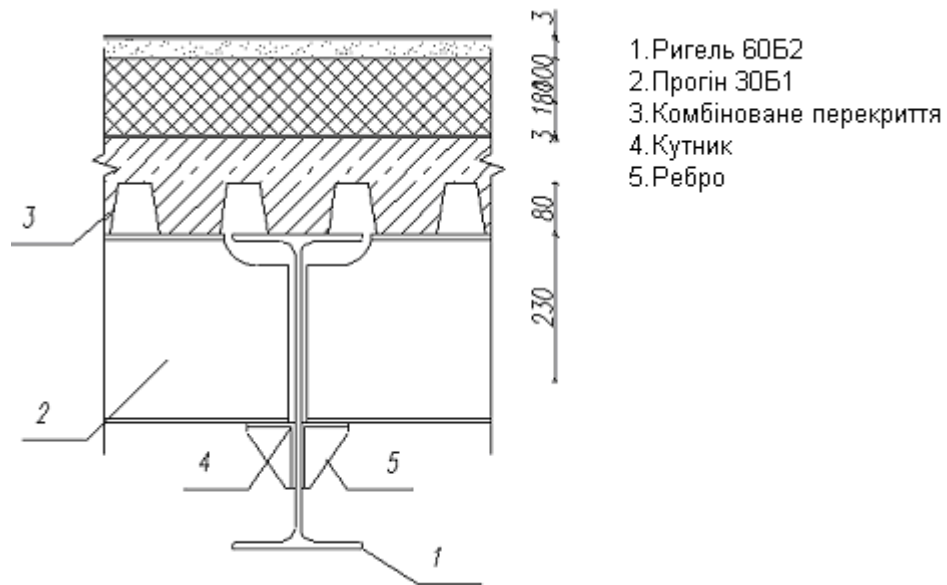


Рис. 1.1 Міжповерхове перекриття

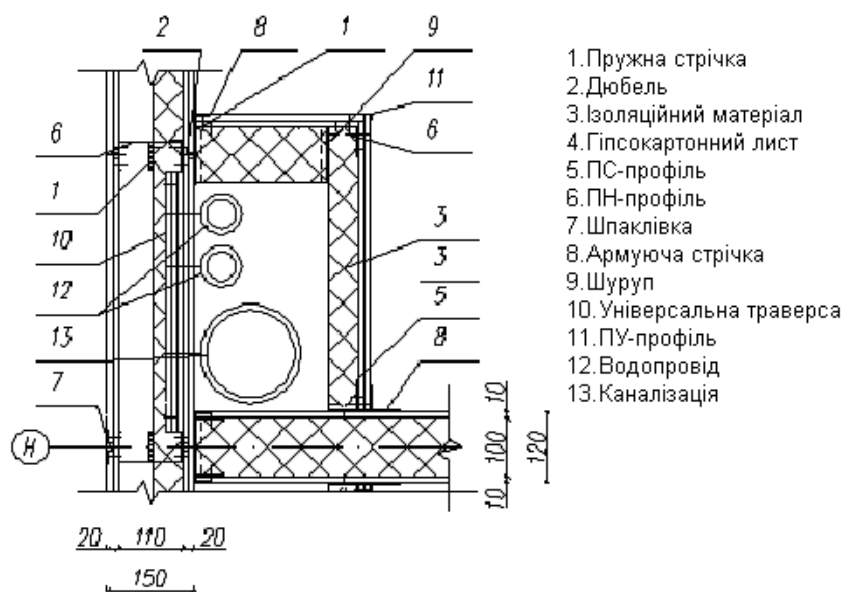


Рис. 1.2 Міжкімнатні перегородки

Перегородки приміщень з підвищеною вологістю, таких як санвузли, виробничі цехи для приготування їжі, миття посуду і ін. виконуються із спеціальних гіпсокартонних листів з пониженим водопоглинанням (менше 10%) і підвищеним опором від проникнення вологи.

Інші приміщення мають перегородки зі звичайних гіпсокартонних листів.

Несучі елементи каркасу з метою забезпечення потрібної для приміщень даного типу вогнестійкості обшиваються одним листом простого гіпсокартону, і другим листом гіпсокартону, що має більш високу вогнестійкість.

Для каркасу перегородок використовують профіль, який має січення у межах від найменшого 50 × 50 мм до найбільшого 100 × 50 мм.

Для звукоізоляції використовують матеріали з мінвати чи скловолонних напівтвердих плит на синтетичному в'язучому.

Основні матеріали, які використовують для влаштування покрівлі – рулонна гідроізоляція типу «Ізолен», цементно-піщана стяжка товщиною до 30 мм, утеплювач мінераловатний «Ursa» товщиною до 180 мм над приміщеннями багатоповерхової частини і до 120 мм над одноповерховими блоками споруди.

#### Водовідвід:

Водовідвід з покрівлі виконується внутрішнім організованим (рис. 1.3). Відвід води з даху виконується через зливні воронки :

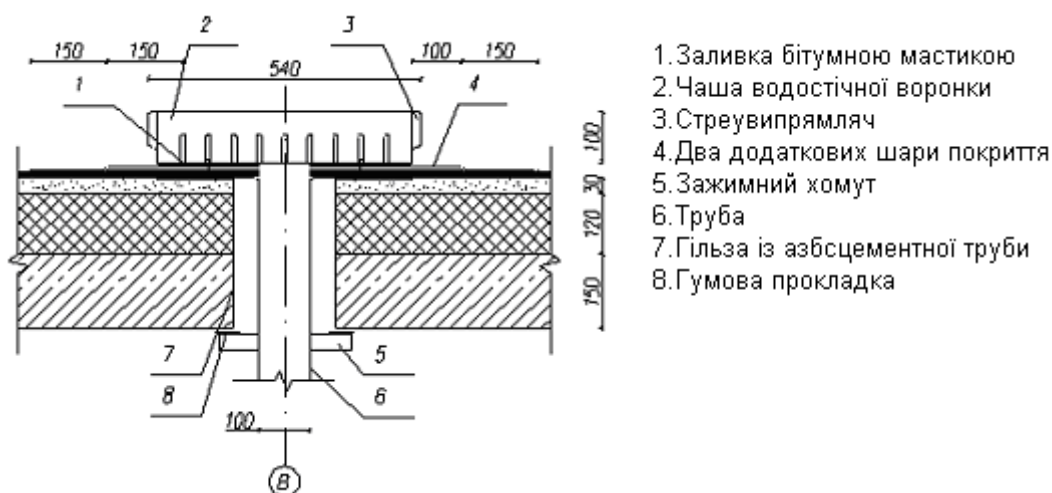


Рис.1.3 Водовідвід

#### Сходи:

Сходи у п'ятиповерховому готельному блоці проектуються із залізобетонних збірних сходинок, влаштованих по металевих косоурах (рис. 1.4):

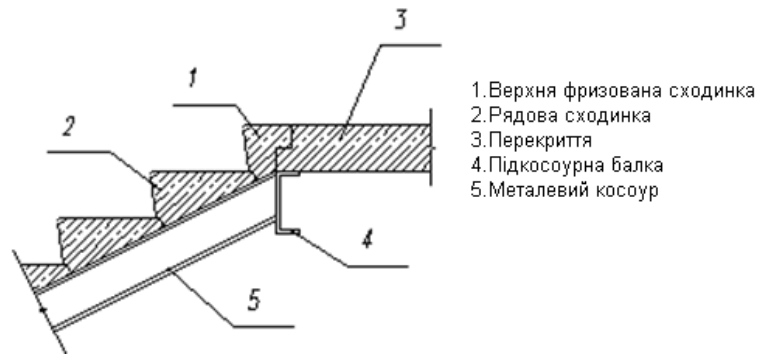


Рис. 1.4 Кріплення сходинок

Сходові марші, влаштовані назовні будівлі проектуються із збірних залізобетонних елементів.

#### Підлога:

Конструкції застосовуваних підлог різняться у приміщеннях різного призначення. Зокрема в торговельних приміщеннях, залах бару і їдальні, кухонних цехах, гардеробах, санітарних вузлах, вестибюлях проектується підлоги з плитки (рис. 1.5):

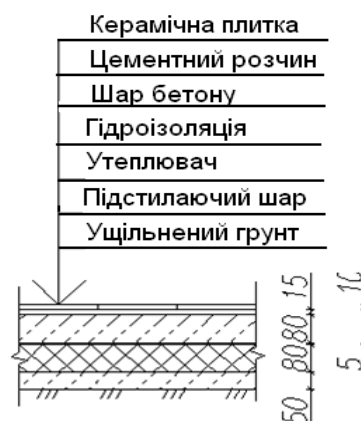


Рис.1.5 Конструкція підлоги з керамічної плитки

У службових приміщеннях: кабінети для адміністрації та обслуговуючого персоналу, бухгалтерії, каси, проектується підлоги з лінолеумним покриттям (рис. 1.6).



Рис. 1.6 Конструкція підлоги з лінолеуму

У загальних коридорах 1-го поверху, у коморах, кладових і складах для зберігання товарів, майстернях і побутових приміщеннях влаштовуються цементні підлоги (рис. 1.7).

*Оздоблення:*

Оздоблення стін готельних номерів, службових кабінетів і інших приміщень для обслуговуючого персоналу виконується наклейкою на них шпалер з подальшим їх фарбуванням. У санвузлах облицювання стін виконується керамічною плиткою. У складських і господарських приміщеннях внутрішні поверхні стін фарбуються. Стіни загальних коридорів і готельного вестибюлю оздоблюють покриттям їх поверхонь фактурним тинькуванням.



Рис. 1.7 Конструкція цементної підлоги

Оздоблення стель в готельних приміщеннях і коридорах виконується за технологією підвісних різної конструкції у залежності від дизайнерських рі-

шень. У приміщеннях з підвищеною вологістю, які перчислені вище по тексту, використовують стелі металічними панелями.

#### 1.4. Технологічний процес

Просторова структура готелю забезпечує чіткий поділ потоків гостей, обслуговуючого персоналу і відвідувачів блоків суспільного призначення. Відвідувачі через головний вхід потрапляють у вестибюль готелю, в якому виділяють вхідну зону, зони прийому (реєстрації гостей і оформлення документів), очікування, відпочинку і збору організованих груп, інформації, входу в підприємства харчування, комунікаційну зону (з ліфтовими холами). Зона прийому і реєстрації включає: бюро прийому і реєстрації, бюро бронювання. При кімнаті чергового персоналу розташовується сейфова. При бюро бронювання розміщується пункт оперативного зв'язку. Поблизу головного входу є багажний вестибюль. При вестибюлі розміщена камера схову для багажу. Також для відвідувачів виділяється зона, де розташовується відділення зв'язку, а також медпункт. Поза основними потоками розташовується службовий санітарно-технічний блок (санвузол).

Вертикальні комунікації (два ліфти і сходові клітки) розміщені у вестибюлі. Вхід в їдальню і бар здійснюється через гардероб, де обладнані раковини для миття рук.

Приміщення адміністрації згруповані на першому поверсі поза основними потоками проживаючих. Вони мають окремий вхід. При службовому вході розташовуються гардеробні, душовими і санвузлом. Для працівників готелю організована стоянка на двадцять місць для автомобілів.

Службово-господарські приміщення готелів згруповані на першому поверсі. Так при службових вертикальних комунікаціях розміщені відділення для зберігання, резервний склад і приміщення для розбирання білизни.

Доставка білизни на поверхи здійснюється за допомогою ліфта. У окремому групі згруповані майстрові і матеріально-технічні склади.

До складу готелю включена їдальня місткістю 100 місць. Робота її здійснюється на напівфабрикатах і продуктах високого ступеня готовності. Виділяють чотири групи приміщень в підприємстві: для відвідувачів, для прийому і зберігання продуктів, виробничі, службово-побутові.

Приміщення для відвідувачів включають обідній зал, гардероб з кімнатою для вмивання рук та бар. Ширина основних проходів в залі 1.5 м. Прохід в обідній зал і бар здійснюється через гардероб.

Приміщення для прийому і зберігання мають розвантажувальну платформу з навісом. Ширина платформи 4 м. Висота над рівнем землі 0.9м, тому спеціальні засоби розвантаження не застосовуються. Вона розрахована для одночасного розвантаження одного автотранспортного засобу. Далі продукти перевозять в приміщення для зберігання сухих продуктів, овочів і охолоджувальні камери. Перевезення здійснюється за допомогою візків.

Із приміщень зберігання продукти потрапляють в доготівельний цех. З доготівельного цеху продукти потрапляють в холодний цех. З холодного цеху передаються в гарячий цех. Готові страви передаються в роздавальну, яка виходить безпосередньо в зал. При гарячому цеху функціонують мийка для столового і кухонного посуду.

Четверта група приміщень включає гардероб для персоналу, обладнаний душовими і санвузлом, кабінет завідувача виробництвом. Група має загальний вхід з адміністрацією готелю.

На кожному поверсі житлової частини готелю розміщена група приміщень поповерхового обслуговування, відокремлена від зони номерів. Ця група має свої вертикальні комунікації, не пов'язані з комунікаціями для відвідувачів.

При ліфтах і сходових клітках на кожному житловому поверсі є хол, призначений для відпочинку і очікування. З холу здійснюється вихід на балкон.



Повна місткість готельних номерів - 80 місць. До її складу входить 36 одномісних номерів і 22 двомісних. У всіх номерах для проживання клієнтів готелю проектується санвузли, до складу яких входять душові, умивальники і унітази. Всі номери для проживання мають окремі балкони.

Торгівельні заклади, передбачені загальним плануванням - магазин продажу спортивних товарів та магазин електротоварів та електрообладнання.

За функціональним призначенням заклад торгівлі має такі 3 типи приміщень. Основним типом є торгівельні зали. Такі приміщення забезпечуються природнім освітленням. До 2-го типу відносяться службові і господарські приміщення, що використовуються для сортування, зберігання і видачі товарів у торгові зали. Третій тип - група приміщень для обслуговуючого персоналу.

Клієнти попадають в установи торгівлі через окремі входи. Додатково проектується евакуаційні входи-виходи у випадку виникнення пожежі чи інших нештатних ситуацій. Розташування товарів у торгівельних залах - декількома паралельними рядами, між ними влаштовуються проходи, які мають ширину мінімально 1,5 м. Головні проходи запроектовані шириною мінімально 2,5 м. Постачання товарів до місць їх продажу виконується обслуговуючим персоналом торгівельного залу за допомогою спеціальних візків.

Приміщення для вивантаження товарів з автотранспорту, їх приймання, складування і видачі в торгові зали відносяться до другого типу. Їхній підвіз здійснюється через спеціальні логістичні блоки, у кожному з них можуть одночасно бути розвантаженими 2 автотранспортних засоби. З фасадної сторони бокси для розвантаження автотранспорту для захисту від дощу мають навіси шириною не менше 4 м. Далі товари поступають у службові термінали, а з них переміщуються візками у спеціальні приміщення для їх сортування і передпродажної підготовки. Такі приміщення розміщені по більших сторонах

торгівельних залів. у такі приміщення можна потрапити через торгові зали чи службовим коридором. У кінцевому результаті товари доставляються до вітрин працівниками торгового залу безпосередньо із приміщень для їх зберігання і підготовки до продажу.

Службові приміщення обладнані окремими входами і виходами. До них належать місця для переодягання службового персоналу, обладнані санвузлами, приміщення менеджменту торговельних закладів, приміщення технічного та господарського призначення.

Доступ до таких приміщень передбачається з коридорів біля торговельних залів.

### 1.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін

Необхідний опір теплопередачі стінових огорожуючих конструкцій, що відповідають санітарно-гігієнічним і комфортним умовам, визначають за таблицею ДБН В.2.6-31:2021 [15]:

$$R_0^{mp} = 3.13 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

Стінна огорожа складається з декількох шарів (рис. 1.8, табл. 1.1):

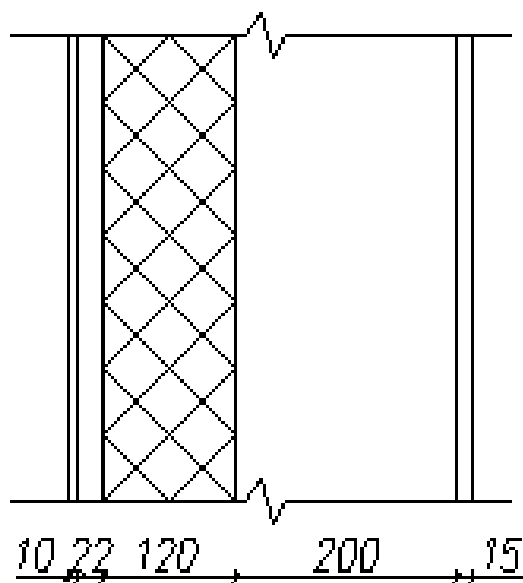


Рис. 1.8 Конструкція стіни

Таблиця 1.1

## Характеристика матеріалів огорожувальної конструкції

Найменування шару	Товщина, мм	$\lambda$ , Вт/(м·°C)	R, м <sup>2</sup> ·°C/Вт
Штукатурка	15	0,7	0,021
Газобетон	200	0,22	0,909
Утеплювач "Роквуд"	100	0,047	2,128
Повітряний прошарок	22		
Облицювання	10	2,91	0,003

Термічний опір  $R$ , м<sup>2</sup>·°C/Вт, шару огорожуючої стінової конструкції з декількома шарами, а також одношарової конструкції стіни визначається за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}, \quad (1.1)$$

тут  $\delta$  — товщина кожного шару, м;

$\lambda$  — коефіцієнт теплопровідності кожного шару матеріалу, Вт/(м·°C), приймається за табл. 1.1.

Загальний опір усіх шарів огорожуючої стінової конструкції (опір облицювання стін не беремо до уваги)

$$R_{\kappa} = 3.059 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

Розрахунковий опір теплопередачі огорожуючої конструкції:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_{\kappa} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \quad (1.2)$$

$$R_o = \frac{1}{8.7} + 3.059 + \frac{1}{12} = 3.257 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

де  $\alpha_{\text{в}}$  - коефіцієнт віддачі тепла для внутрішньої грані огорожуючої конструкції;

$$\alpha_{\text{в}} = 8.7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{°C}$$

$\alpha_n$  – віддача тепла (для зимового періоду з від'ємною температурою) для зовнішньої грані огороджуючої конструкції;

$$\alpha_n = 12 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{°С}$$

Через наявність в окремих місцях мостиків холоду, якими є більшості випадків металеві анкерні кріплення елементів навісного вентиляованого фасаду, мусимо прийняти більшу товщину утеплювача зовнішніх фасадних стін - до 120 мм, з метою пониження негативного впливу кріплень конструкцій для утеплення фасаду.

### **1.6 Техніко-економічні показники споруди готелю**

Кількість поверхів - 5;

Площа забудови – 6047,8 м<sup>2</sup>;

Загальна площа житлового поверху – 960,48 м<sup>2</sup>;

у тому числі житлових номерів – 239,6 м<sup>2</sup>;

Загальна площа першого поверху – 6047,8 м<sup>2</sup>;

у тому числі:

- торгівельних залів – 1884,82 м<sup>2</sup>;

- обіднього залу – 133,38 м<sup>2</sup>;

- бару – 16,93 м<sup>2</sup>;

Загальна площа будівлі – 9889,72 м<sup>2</sup>;

Будівельний об'єм будівлі – 40960,5 м<sup>3</sup>.

## 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1 Схема для розрахунку елементів каркасу

У конструктивній системі каркаса виділяють дві підсистеми несучих конструкцій:

1. Горизонтальні конструкції
2. Вертикальні конструкції

Горизонтальні конструкції забезпечують геометричну незмінність в плані, передають прикладені до них навантаження на вертикальні конструкції, беруть участь в просторовій роботі всієї конструкції як діафрагми, перешкоджають взаємному зрушенню нерівномірно навантажених вертикальних елементів. Горизонтальні конструкції - це ригелі, прогони і комбіноване перекриття або стальний профнастил.

Конструкції, що розташовані вертикально, можуть виконувати основні функції несучого кістяка будівлі, і в результаті несуть усі навантаження, які прикладаються до рами, та передають їх на фундаменти. Основними конструкціями кістяка будівлі будуть стійки рами.

Каркасні системи за схемою їх роботи підрозділяються на рамні, зв'язкові і рамно - зв'язкові. Тут у розрахунок приймається рамна схема.

У напрямку, перпендикулярному до площини рами загальна жорсткість виконується защемленням ригелів до колон каркасу будівлі. Кріплення колон до фундаментів – шарнірне (рис. 2.1).

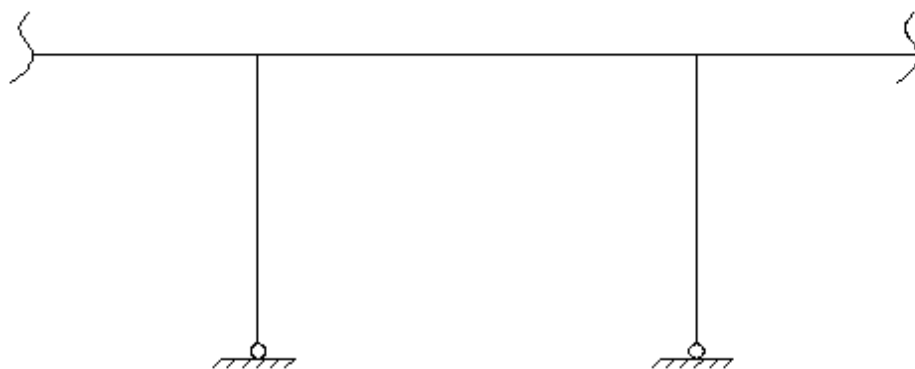


Рис. 2.1 Розрахункова схема у поперечному напрямку.

У напрямку вздовж площини рами забезпечення її жорсткості і геометричної незмінності виконується за рахунок жорсткого кріплення стійок у станини фундаментів. Кріплення ригелів до стійок тут - шарнірне (рис. 2.2).



Рис. 2.2 Розрахункова схема у повздовжньому напрямку.

Крок колон у поздовжньому напрямку приймається рівним 6 м, у поперечному – 12 м. Прогони розташовуються через 3 м.

У розрахунок приймається одноповерхова рама з 5-ма прогонами у поперечному напрямку, і 3 та 10 прогонів у різних частинах будівлі - у поздовжньому. Геометрична схема каркасу, що приймається до його розрахунку, приведена на рис 2.3

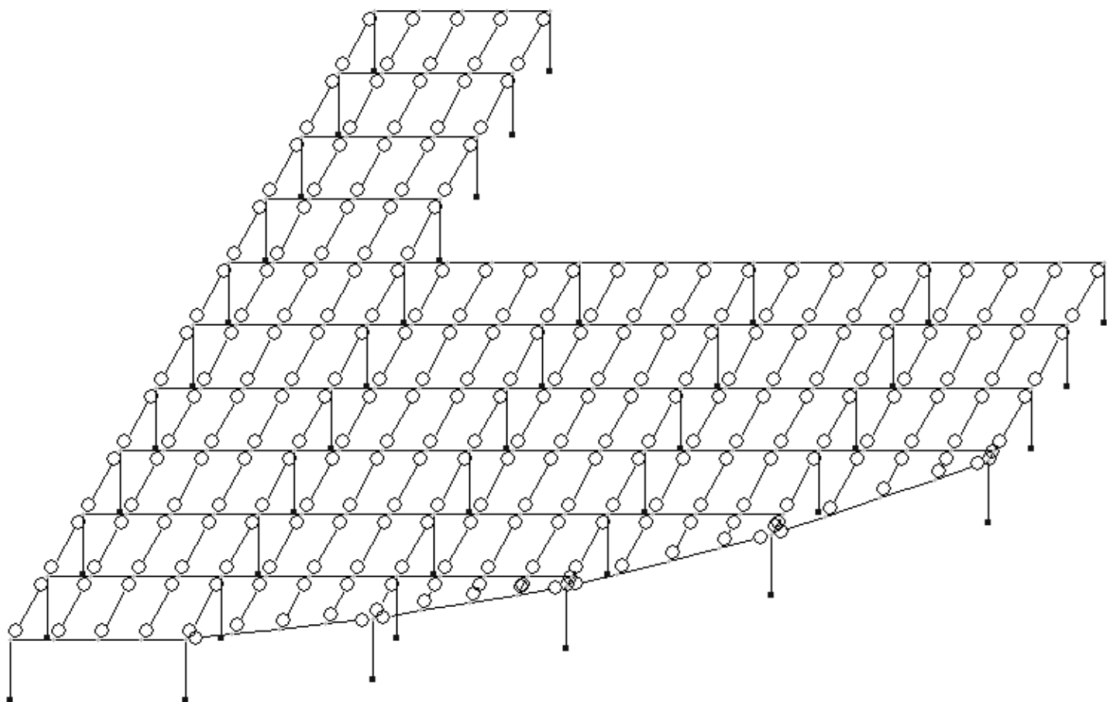


Рис. 2.3 Розрахункова схема каркасу одноповерхової частини будівлі.

## 2.2 Збір навантажень

Для розрахунку елементів рами кістяка будівлі враховуємо такі навантаження:

- навантаження від ваги конструкцій покриття та покрівлі;
- снігове покриття;
- вітровий тиск.

### 2.2.1 Вага конструкцій покриття споруди

Постійне навантаження від ваги усіх несучих та огорожуючих елементів покриття будівлі, приймаються рівномірно розподіленим по усій площі покриття. Величина кожного з цих навантажень розраховується у таблиці (див. табл.2.1).

Таблиця 2.1.

Но- мер з/п	Назва навантаження	Нормативне, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт $\gamma_f$	Розраху- нкове, кН/м <sup>2</sup>
1	Гідроізоляційний шар	0,04	1,2	0,048
2	Цементна стяжка	0,54	1,3	0,702
3	Утеплювач	0,023	1,2	0,027
4	Пароізоляція	0,04	1,2	0,048
	Разом	0,643		0,825

У розрахунок приймаємо таке значення навантаження від власної ваги конструкцій покриття

$$g = g_0 \gamma_n \quad (2.1)$$

$$g = 0.825 \cdot 0.95 = 0.784 \text{ кН} / \text{м}^2$$

### 2.2.2 Снігове навантаження

Для м. Борислава Львівської області район за вагою снігового покриву - IV.

Проводимо розрахунок граничного розрахункового значення тиску ваги снігового покриву, приведене до горизонтальної його проекції:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C \quad (2.2)$$

де  $S_0$  - характеристичне значення снігового навантаження (згідно з 8.11 [11]),  $S_0 = 1.57$  кН/м<sup>2</sup>

$\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності навантаження від снігового покриву (приймається за п.8.5 [11]),  $V_{fm} = 1,14$  для терміну експлуатації будівлі  $T=100$ р.

$C$  - коефіцієнт інтенсивності снігового покриву визначається згідно вказівок п.8.6 [11];

$$C = \mu \cdot C_2 \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

де  $\mu = 1$  - коефіцієнт, що враховує зміну значення навантаження від ваги снігу на поверхні ґрунту до його ваги на покрівлі споруди (що визначається згідно з 8.7, 8.8 [11]);

$C_2 = 1$  - враховує режим експлуатації покрівлі (визначається згідно з 8.9 [11]);

$C_{alt} = 1$  - коефіцієнт географічної висоти (визначається згідно з 8.10) [11].

Експлуатаційне значення снігового навантаження визначаємо по формулі

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C \quad (2.3)$$

тут  $\gamma_{fe}$  - коефіцієнт надійності експлуатаційного значення ваги снігового покриву (приймається за 8.12 [11]),  $\gamma_{fe} = 0.49$

Згідно з вказівками додатку Ж [11] величину снігового навантаження виконуємо для 2-х варіантів:

- якщо вага від снігового покриву рівномірно розподілена по всій площі, в цьому випадку  $\mu = 1$

$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1.14 \cdot 1.57 \cdot 1 \cdot 0.95 = 1.70$  кН / м<sup>2</sup> - значення граничного розрахункового навантаження;

$S_e = \gamma_{fe} S_0 C = 0.49 \cdot 1.57 \cdot 0.95 = 0.73$  кН / м<sup>2</sup> - значення експлуатаційного розрахункового навантаження;



- для нерівномірно розподіленого навантаження, тобто варіантом з виникненням снігового мішка

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l_1 + m_2 l_2) \quad (2.4)$$

$h$  - перепад висот від рівня карнизу вище розташованого покриття до рівня нижче розташованої покрівлі (якщо перепад більший від 8 м приймається в розрахунок таким, що дорівнює 8 м,  $h = 17.8\text{ м} > 8\text{ м}$ ,  $h = 8\text{ м}$ )

$m_1, m_2$  - частини снігового покриву, які переносяться вітром до ділянки-перепаду висот, їх значення визначаються формою профілю поперечного перерізу покриттів для нижнього і верхнього рівнів  $m_1 = m_2 = 0.4$

$l_1, l_2$  - довжини ділянок різних рівнів покриття, де відбувається перенесення снігу на місце перепаду рівня висот  $l_1 = 15\text{ м}$ ,  $l_2 = 60\text{ м}$

$$\mu = 1 + \frac{1}{8}(0.4 \cdot 15 + 0.4 \cdot 60) = 4.75 > 4$$

$$\mu = 4$$

На ділянці, де вага снігового покриву має підвищене значення

$$\text{При } \mu < \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8}{0.73} = 21.92, \text{ приймаємо}$$

$$b = 2h$$

$$b = 2 \cdot 8 = 16\text{ м}$$

Проведемо розрахунок значення коефіцієнта  $\mu_1$ :

$$\mu_1 = 1 - 2m_2$$

$$\mu_1 = 1 - 2 \cdot 0.4 = 0.2$$

Отже,

$$C = \mu \cdot C_2 \cdot C_{dit} = 4 \cdot 1 \cdot 1 = 4$$

$$C_1 = \mu_1 \cdot C_2 \cdot C_{dit} = 0.2 \cdot 1 \cdot 1 = 0.2$$

Значення граничного розрахункового навантаження від снігу:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1.14 \cdot 1.57 \cdot 4 \cdot 0.95 = 6.81 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$S_{m1} = \gamma_{fm} S_0 C_1 = 1.14 \cdot 1.57 \cdot 0.2 \cdot 0.95 = 0.34 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C = 0.49 \cdot 1.57 \cdot 4 = 3.08 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$S_{e1} = \gamma_{fe} S_0 C_1 = 0.49 \cdot 1.57 \cdot 0.2 = 0.154 \text{ кН} / \text{м}^2$$

У цьому випадку значення рівномірно розподіленого навантаження на покрівлю багатопролітної секції рами буде мати вигляд (рис.2.4)

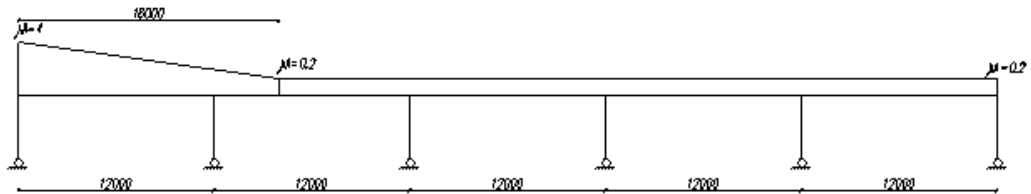


Рис.2.4. Рівномірно розподілене навантаження на покриття для багатопролітної частини рами.

Для однопролітної частини рами (рис.2.5).

$$\mu = 1 + \frac{1}{8} (0.4 \cdot 15 + 0.4 \cdot 12) = 2.35$$

Так як  $\mu < \frac{2h}{S_e} = \frac{2 \cdot 8}{0.77} = 20.78$ , то

$$b = 2h$$

$$b = 2 \cdot 8 = 16 \text{ м} > l_2 \Rightarrow$$

$$b = l_2 = 12 \text{ м}$$

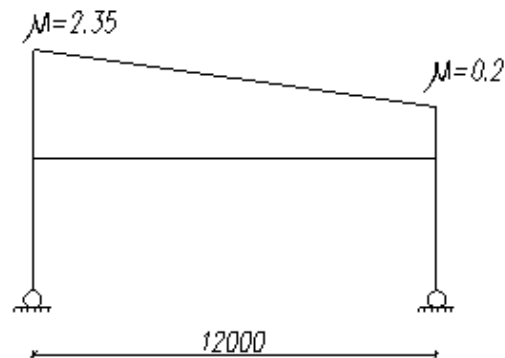


Рис.2.5. Рівномірно розподілене навантаження від ваги снігового покриття для покрівлі однопролітної секції рами за другим варіантом.

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1.14 \cdot 1.57 \cdot 2.35 \cdot 0.95 = 4 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$S_{m1} = \gamma_{fm} S_0 C_1 = 1.14 \cdot 1.57 \cdot 0.2 \cdot 0.95 = 0.34 \text{ кН} / \text{м}^2$$

### 2.2.3 Навантаження від тиску вітру

Для м. Борислава за тиском вітру ділянка відповідає II району:

Граничне значення вітрового тиску за розрахунком приймається за формулою

$$w_m = \gamma_{fm} w_0 C \quad (2.5)$$

де  $w_0$  - характеристичне значення вітрового тиску  $w_0 = 0,38$  кН/м<sup>2</sup> (відповідно до п.9.6 [11]);

$\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності для вітрового тиску (відповідно до п.9.14 [11]),  $\gamma_{fm} = 1,14$  відповідає терміну експлуатації будівлі  $T = 100$  р.

$C$  - коефіцієнт згідно вказівок п. 9.7 [11],

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d, \quad (2.6)$$

де  $C_{aer}$  - аеродинамічний коефіцієнт, згідно вказівок п. 9.8 [11];

$C_{aer} = +0,8$  - для навітряної сторони;

$C_{aer} = -0,6$  - для підвітряної сторони;

$C_h$  - коефіцієнт, що залежить від загальної висоти споруди, згідно вказівок п.9.9 [11];

$C_h = 1,6$  при  $z = 6,3$ м;

$C_{alt} = 1$  - коефіцієнт, що враховує географічну висоту ділянки будівництва, згідно п. 9.10 [11].

$C_{rel} = 1$  - коефіцієнт нерівномірності рельєфу, згідно п.9.11 [11];

$C_{dir} = 1$  - коефіцієнт переважного напрямку вітрових потоків, за п.9.12 [11];

$C_d$  - коефіцієнт динамічної дії вітру, за п.9.13 [11];

$C_d = 0,95$  при  $z = 6,3$ м;

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0,8 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = 1,216$$

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0,6 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = 0,912$$

$$w_m = \gamma_{fm} w_0 C = 1,14 \cdot 0,38 \cdot 1,216 \cdot 0,95 = 0,5 \text{ кН} / \text{м}^2 - \text{ по напрямку вітру};$$

$$w_m = \gamma_{fm} w_0 c = 1.14 \cdot 0.38 \cdot 0.916 \cdot 0.95 = 0.38 \text{кН} / \text{м}^2 - \text{з протилежної сторони.}$$

## 2.3 Розрахунок основних несучих конструкцій кістяка будівлі

### 2.3.1 Розрахунок сталевого профільованого настилу покриття

Сталевий профнастил (СПН) розраховується на навантаження від ваги снігового покриву та від власної ваги настилу. Розрахунок ведемо за однопролітною схемою.

Попередньо вибираємо сталеві листи профнастилу СПН 75 750 – 0,9 за ДСТУ 8802:2018 “Вироби з тонколистової сталі із захисно-декоративним покриттям для будівництва. Загальні технічні умови” з такими розрахунковими геометричними характеристиками їх поперечного перетину (на ширину 1 м):

$$W_{x1} = 30.2 \text{см}^3$$

$$W_{x2} = 37.6 \text{см}^3$$

$$I_x = 129.6 \text{см}^4$$

Орієнтуємо листи більш широкими гофрами донизу.

Міцнісні характеристики металу листів профнастилу:

$$R_y = 260 \text{МПа}$$

$$R_s = 150 \text{МПа}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{МПа}$$

Розрахунок листів покриття у першому від опори прогоні.

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження приймаємо для 1 метра ширини листів

$$q = (s + g) \cdot 1 \tag{2.7}$$

$$q_1 = (6.81 + 0.784) \cdot 1 = 7.594 \text{кН} / \text{м}$$

$$q_2 = [(6.81 - (6.81 - 0.34) / 16 \cdot 3) + 0.784] \cdot 1 = 6.381 \text{кН} / \text{м}$$

Аналогічне експлуатаційне навантаження на 1 м ширини

$$q_1^e = (3.08 + 0.643) \cdot 1 = 3.723 \text{кН} / \text{м}$$

$$q_2^e = [(3.08 - (3.08 - 0.154) / 16 \cdot 3) + 0.643] \cdot 1 = 3.18 \text{кН} / \text{м}$$

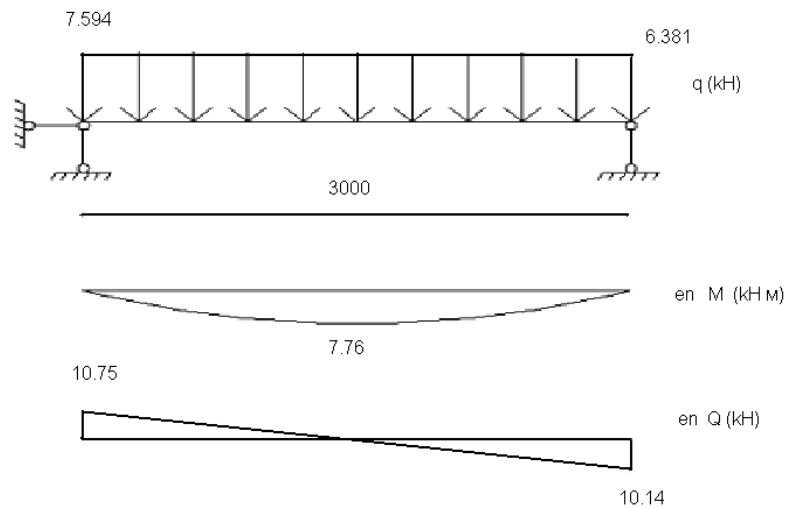


Рис.2.6 До розрахунку листів профнастилу

Проводимо перевірку міцності листів, для цього повинна бути виконаною умова:

$$\sigma_n = M / W_x \leq R_y \gamma_c, \quad (2.8)$$

тут  $M$  - найбільший згинальний момент при заданому навантаженні -  $M = 7,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;

$W_x$  - розрахунковий момент опору 1 метра поперечного перерізу профілю, за вирахуванням нестійких ділянок стиснутих полицок, які виключаються з роботи.

Знаходимо ділянки стиснутих полицок, які є стійкими, згідно з ДБН В.2.6-160:2010 "Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення" [25].

$$b_{red} = \frac{879}{\sqrt{\sigma_n}} \left( 1 - \frac{192t}{b\sqrt{\sigma_n}} \right), \quad (2.9)$$

де  $b, t$  - ширина і товщина полицки без врахування закруглень профілю,

$$t = 0.0009 \text{ м}, \quad b = 0.05 - 0.005 \cdot 2 = 0.04 \text{ м}$$

$$b_{red} = \frac{879}{\sqrt{257}} \left( 1 - \frac{192 \cdot 0.09}{4\sqrt{257}} \right) = 40 \text{ мм}$$

$$b_{red} = b$$

Стиснуті полицки є стійкими у всьому перерізі,  $W_x = 30.2 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$

$$\sigma_n = 7.76 / 30.2 \cdot 10^{-6} = 257 \text{ МПа} < 260 \text{ МПа}$$

Проведемо перевірку умови умови

$$\tau_n = Q / \sum t \cdot h_n \leq R_s, \quad (2.10)$$

де  $Q$  - найбільше значення поперечної сили при дії заданого навантаження

$$Q = 10,75 \text{ кН}$$

$h_n$  - геометрична висота перерізу,  $h_n = 0.075 \text{ м}$

$$\tau_n = 10.75 / (11 \cdot 0.0009 \cdot 0.075) = 14.48 \text{ МПа} < 150 \text{ МПа}$$

Проведемо перевірку умови достатності розрахункових прогинів настилу

$$f_n = k_n q_n l^4 / E_n I_x + a \leq (1/200)l, \quad (2.11)$$

де  $k_n$  - коефіцієнт, обумовлений залежно від розкладки листів металевого профілю,  $k_n = 0.0091$

$q_n$  - значення рівномірно розподіленого експлуатаційного розрахункового навантаження,

$$q_n = (q_1^e + q_2^e) / 2 = (3.723 + 3.18) / 2 = 3.45 \text{ кН / м}$$

$l$  - розрахунковий прогін, у нашому випадку для листів настилу покриття,  $l = 3 \text{ м}$ ;

$a$  - певна стала,  $a = 0.002 \text{ м}$

$I_x$  - момент інерції поперечного перерізу настилу, який приймається в розрахунок без врахування нестійких ділянок стиснутих полиць.

Проведемо перевірку стійкості стиснутих полиць за [25].

$$\sigma_n = M_{n,span} / W \leq 57.4 \cdot 10^4 \cdot (t/b)^2, \quad (2.12)$$

де  $M_{n,span}$  - максимальний згинальний момент від розрахункового експлуатаційного навантаження,

$$M_{n,span} = 3.88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$3.88 / 30.2 \cdot 10^{-6} = 128.5 \text{ МПа} < 57.4 \cdot 10^4 \cdot (0.9/40)^2 = 291 \text{ МПа}$$

Вимога задовільняється, таким чином стиснуті полички є стійкими та  $I_x = 129,6 \text{ см}^4$

$$f_n = 0.0091 \cdot 3.88 \cdot 3^4 / 2.1 \cdot 10^8 \cdot 129.6 \cdot 10^{-8} + 0.002 = 0.013 \text{ м} < (1/150) \cdot 3 = 0.02 \text{ м}$$

Приймаємо СПН 75 750- 0.9.

### 2.3.2 Розрахунок прогонів настилу

Розрахунок проводимо на дію навантаження від власної ваги конструкцій покриття та ваги снігового покриву.

Прогони виконані з прокатного профілю зі сталі С245 з такими розрахунковими характеристиками:

$$R_y = 240 \text{ МПа}$$

$$R_s = 0.58R_y = 0.58 \cdot 240 = 139.2 \text{ МПа}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Навантаження на балки прогонів є рівномірно розподіленим на вантажній площі шириною  $b$ :

$$q = (s + g) \cdot b, \quad (2.13)$$

де  $b = 3 \text{ м}$

$$g - \text{вага конструкцій покриття, } g = (0.784 + 0.093 \cdot 1.1) \cdot 0.95 = 0.842 \text{ кН / м}^2$$

$$s - \text{навантаження від ваги снігу, } s = 6.81 - ((6.81 - 0.34) / 16 \cdot 3) = 5.6 \text{ кН / м}^2 -$$

для ділянки із сніговідкладеннями підвищених значень:

$$q = (5.6 + 0.842) \cdot 3 = 19.33 \text{ кН / м}$$

$$s = 1.71 \text{ кН / м}^2 - \text{ на інших ділянках:}$$

$$q = (1.71 + 0.842) \cdot 3 = 7.63 \text{ кН / м}$$

Експлуатаційне розрахункове навантаження на балку:

$$q^e = ((3.08 - ((3.08 - 0.154) / 16 \cdot 3)) + 0.784 / 1.2 + 0.093) \cdot 3 = 11.3 \text{ кН / м}$$

для ділянок з розташуванням «снігового мішка»;

$$q^e = (0.73 + 0.784 / 1.2 + 0.093) \cdot 3 = 4.43 \text{ кН / м} - \text{ за межами цих ділянок.}$$

#### 2.3.2.1 Ділянки з підвищеними значеннями навантажень від снігу

Визначаємо розрахункові зусилля:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{19.33 \cdot 6^2}{8} = 87 \text{ кНм}; \quad Q = \frac{q \cdot l}{8} = \frac{19.33 \cdot 6}{8} = 58 \text{ кНм}$$

Потрібне поперечне січення балки:

$$W_{mp} = M / R_y \gamma_c$$

$$W_{mp} = 87 / 240 = 362.5 \text{ см}^3$$

Підбираємо прокатний профіль 30Б1 з такими характеристиками:

$$W_x = 427 \text{ см}^3$$

$$I_x = 6328 \text{ см}^4$$

Перевірка на міцність

Проведемо перевірку умови міцності:

$$\sigma_x = M / W_x \leq R_y \gamma_c, \text{ де}$$

$M$  - згинальний момент, прийнятий для розрахунку -  $M = 87 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$W_x$  - момент опору для крайніх фібр перерізу балки,  $W_x = 427 \text{ см}^3$

$$\sigma_x = 87 / 427 = 204 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

Остаточна перевірка перерізу балки на опорі на дію дотичних напружень

$$\tau = Q / th \leq R_s \gamma_c, \quad (2.14)$$

тут  $Q$  - поперечна сила, що рівна з попередніх розрахунків  $Q = 58 \text{ кН}$

$t$  - товщина стінки балки, для нашого випадку  $t = 0.0058 \text{ м}$

$h$  - габаритна висота січення балки,  $h = 0.296 \text{ м}$

$$\tau = 58 / 0.0058 \cdot 0.296 = 33.78 \text{ МПа} < 139.2 \text{ МПа}$$

Проведемо розрахунок максимальних прогинів балок:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^e l^4}{EI_x} \leq [f_u], \quad (2.15)$$

у цій формулі  $q^e$  - експлуатаційне навантаження, для прогонів настилу у нашому випадку  $q^e = 11,13 \text{ кН/м}$

$l$  - розрахунковий проліт прогону  $l = 6 \text{ м}$

$E$  - модуль пружності сталі  $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$

$I_x$  - момент інерції розрахункового січення  $I_x = 6328 \text{ см}^4$

$[f_u]$  - вертикальний граничний прогин  $[f_u] = (1 / 200) l$

Проведення перевірки стійкості не виконується, так як перерозподіл розрахункового навантаження проходить через суцільний жорсткий диск



стиснутих листів металевого профілю настилу, який опирається на надійно з'єднаний з ним стиснутий пояс ригеля.

### 2.3.2.2 Зона нормальних снігових навантажень

Знаходимо розрахункові значення зусиль:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{7.63 \cdot 6^2}{8} = 35 \text{кНм}; \quad Q = \frac{q \cdot l}{8} = \frac{7.63 \cdot 6}{8} = 23 \text{кНм}$$

Визначаємо необхідний перетин

$$W_{mp} = M / R_y \gamma_c$$

$$W_{mp} = 35 / 240 = 146 \text{см}^3$$

Беремо прокатний профіль 23Б1:

$$W_x = 260.5 \text{см}^3$$

$$I_x = 2996 \text{см}^4$$

Умова міцності виконується:

$$\sigma_x = M / W_x \leq R_y \gamma_c, \quad (2.16)$$

де з попередніх розрахунків  $M = 35 \text{кН} \cdot \text{м}$ ,

$$W_x = 260.5 \text{см}^3$$

$$\sigma_x = 35 / 260.5 = 134.4 \text{МПа} < 240 \text{МПа}$$

В опорному січенні виконуємо перевірку на дію поперечної сили:

$$\tau = Q / th \leq R_s \gamma_c, \quad (2.17)$$

де згідно попередньо проведених розрахунків  $Q = 23 \text{кН}$ ,  $t = 0.0056 \text{м}$ ,  
 $h = 0.23 \text{м}$ .

$$\text{Отже } \tau = 23 / 0.0056 \cdot 0.23 = 17.9 \text{МПа} < 139.2 \text{МПа}$$

Максимальні прогини в балці:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^e l^4}{EI_x} \leq [f_u] \quad (2.18)$$

згідно попередніх розрахунків  $q^e = 4.43 \text{кН/м}$ ,  $l = 6 \text{м}$ ,  $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{МПа}$ ,  
 $[f_u] = (1/200)l$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{4.43 \cdot 6^4}{2.1 \cdot 10^8 \cdot 2996 \cdot 10^{-8}} = 0.012 \text{м} < (1/200) \cdot 6 = 0.03 \text{м}$$

Перевірка на загальну стійкість не потрібна, так як обпирання настилу на балки прогонів – суцільне по усій її довжині

### 2.3.3 Розрахунок ригелів

Ригелі розраховують на навантаження від балок прогонів.

Для ригелів використовується сталь С245, що має такі характеристики опору її матеріалу, необхідні для проведення розрахунків:

$$R_y = 240 \text{ МПа}$$

$$R_s = 0.58R_y = 0.58 \cdot 240 = 139.2 \text{ МПа}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Розрахунок проводимо у програмному комплексі «Ліра» (табл.2.2), отримані наступні значення розрахункових зусиль:

$$N = 49.5 \text{ кН}$$

$$M = 362.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 150.9 \text{ кН}$$

Попередньо приймаємо січення 50Б1 із такими характеристиками поперечного перерізу:

$$A = 92.28 \text{ см}^2$$

$$W_x = 1511 \text{ см}^3$$

$$I_x = 37160 \text{ см}^4$$

$$i = 19.99 \text{ см}$$

Значення ексцентриситету

$$e = M / N, \quad (2.19)$$

тут  $M, N$  - значення розрахункових зусиль

$$e = 362.2 / 48.196 = 7.52 \text{ м}$$

Значення відносного ексцентриситету, яке приймається для розрахунку

$$m = eA / W, \quad (2.20)$$

значення  $e = 752 \text{ см}$ ,

попередньо визначені характеристики перерізу:  $A = 92.8 \text{ см}^2$ ,  $W = 1511 \text{ см}^3$

відносний ексцентриситет  $m = 752 \cdot 92,28 / 1511 = 45,9$ .

Так як  $m > 20$ , то проводимо перевірку лише на міцність розрахункового перерізу ригеля:

$$\left( \frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c W R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.21)$$

$M, N$  - внутрішні розрахункові зусилля для ригеля,

$n, c$  - коефіцієнти, які у нашому випадку мають значення  $n = 1.5, c = 1.09$ .

Отже,

$$\left( \frac{49.9}{92.28 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3} \right)^{1.5} + \frac{362.2}{1.109 \cdot 1511 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^3} = 0.904 < 1$$

Міцність перерізу достатня.

Проведемо розрахунок максимальних прогинів:

$$f < [f] = (1/150)l$$

$$f = 0.0333m < (1/150) \cdot 12 = 0.048m$$

Умови задовольняються, остаточно приймаємо січення балки 50Б1.

Розрахунок загальної стійкості ригеля не проводимо, оскільки він зафіксований з'єднаннями з прогонами через кожних 3 м. Відношення відстані між точками закріплення стислого поясу до ширини пояса

Тоді  $l_0/b = 3/0,2 = 15$  – відношення відстані між з'єднаннями до ширини полички балки ригеля.

Відношення

$h/b = 0,48/0,2 = 2.4$ , для цього виразу  $h = 0,48m$  – відстань між центральними вісями стиснутого і розтягнутого поясу,

що в межах  $1 < h/b = 2,4 < 6$ .

Відношення  $b/t = 0,2/0,012 = 16,67$ , у якому значення товщини стиснутого поясу приймається  $t = 0,012m$

Найбільше відношення

$$(l_0/b)_{\max} = [0.42 + 0.0032b/t + (0.92 - 0.02b/t)b/h] \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$(l_0/b)_{\max} = [0.42 + 0.0032 \cdot 16.67 + (0.92 - 0.02 \cdot 16.67)/2.4] \times \sqrt{\frac{210}{0.24}} = 21.23$$

$$l_0/b = 15 < (l_0/b)_{\max} = 21.23$$

Отже, перевірку загальної стійкості проводити не треба.

Значення приведеної гнучкості стінки поперечного січення балки

$$\overline{\lambda}_w = h_w/t_w\sqrt{R_y/E}, \text{ де}$$

$h_w, t_w$ - висота і товщина стінки для розрахункового перерізу,  $h_w = 0.426\text{м}, t_w = 0.0088\text{м}$

$$\overline{\lambda}_w = 0,426/0,0088\sqrt{0,24/210} = 1,636 < 3.2$$

За розрахунком встановлення поперечних ребер не потрібно.

Приймаємо остаточно ригель 50Б1.

### 2.3.4 Розрахунок металевої колони

Для колон приймаємо сталь С245 з такими міцнісними характеристиками:

$$R_y = 240\text{МПа}$$

$$R_s = 0.58R_y = 0.58 \cdot 240 = 139.2\text{МПа}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5\text{МПа}$$

Попередньо приймаємо січення 30К1 з прокатного профілю з такими характеристиками перерізу:

$$A = 108\text{см}^2$$

$$W_x = 1223\text{см}^3$$

$$I_x = 18110\text{см}^4$$

$$i_x = 12.95\text{см}$$

$$W_y = 405\text{см}^3$$

$$I_y = 6079\text{см}^4$$

$$i_y = 7.5\text{см}$$

### 2.3.4.1 Розрахункова стійкість у площині з максимальною жорсткістю

Значення розрахункових внутрішніх зусиль, обчислені на ПК «Ліра» приведені у таблиці.2.3:

$$N = 219.3 \text{ кН}$$

$$M = 218.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 52.13 \text{ кН}$$

Значення ексцентриситету

$$e = M / N, \quad (2.22)$$

$$e = 218.9 / 219.3 = 0.998 \text{ м}$$

Значення відносного ексцентриситету

$$m = eA / W, \quad (2.23)$$

$$m = 99.8 \cdot 108 / 1223 = 8.82$$

Коефіцієнт, згідно значення якого приймаємо розрахункову довжину колони:

$$\mu = 2 \sqrt{1 + \frac{0.38}{n}}, \quad (2.24)$$

Приймаємо для подальших розрахунків:

$$I_{p1} = I_{p2} = 37160 \text{ см}^4 - \text{значення моментів інерції розрахункових перерізів}$$

ригелів,

$$I_k = 18110 \text{ см}^4 - \text{значення моменту інерції розрахункового перерізу коло-$$

ни,

$$n = \frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1}$$

$$n_1 = n_2 = \frac{I_{p1} \cdot l_k}{l_{p1} \cdot I_k}$$

$$n_1 = n_2 = \frac{37160 \cdot 420}{1200 \cdot 18110} = 0.718$$

$$n = \frac{5(0.718 + 0.718)}{5 + 1} = 1.2$$

$k$  - число прольотів,  $k = 5$

$$\mu = 2\sqrt{1 + \frac{0.38}{1.2}} = 2.29$$

Приведена розрахункова довжина колони:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (2.25)$$

Тут  $\mu = 2.29$ ,  $l = 4.2\text{м} = 420\text{см}$

$$l_{ef} = 2.29 \cdot 420 = 963.9\text{см}$$

Гнучкість прийнятого січення металеві колони:

$$\lambda = l_{ef} / i_x, \quad (2.26)$$

Тут  $l_{ef} = 963.9\text{см}$ ,  $i_x = 12.95\text{см}$ ,  $\lambda = 963.9 / 12.95 = 74.43$

Значення умовної гнучкості

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}, \quad (2.27)$$

Для розрахунків приймаємо значення  $\lambda = 74.43$ ,  $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{МПа}$ .

Тоді  $\bar{\lambda} = 74.43 \sqrt{240 / 210000} = 2.52$

Коефіцієнт, залежний від форми перерізу

$$\eta = 1.4 - 0.02\bar{\lambda}$$

$$\eta = 1.4 - 0.02 \cdot 2.52 = 1.35$$

Значення відносного ексцентриситету для розрахункового січення колони:

$$m_{ef} = \eta \cdot m \quad (2.28)$$

$$m_{ef} = 1.35 \cdot 8.82 = 11.9$$

Коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi_e$  приймається за таблицями у залежності від параметрів  $m_{ef}$  та  $\bar{\lambda}$ :  $\varphi_e = 0.102$

Виконаємо перевірку стійкості стержня колони у площині поперечної рами:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c$$

$$219,3 / 0,102 \cdot 108 \cdot 10^{-4} = 199,1 \text{МПа} < 240 \cdot 0,95 = 228 \text{МПа} \quad (2.29)$$

Умова міцності не виконується, так, як відсутні послаблення перерізу і величини згинальних моментів для розрахунків перерізів колони на міцність і на стійкість мають рівні значення.

#### 2.3.4.2 Розрахункова стійкість у площині з мінімальною жорсткістю

З розрахунку, виконаного з допомогою ПК «Ліра» (табл.2.3), отримані наступні значення внутрішніх розрахункових зусиль:

$$N = 54,1 \text{кН}$$

$$M = 8,67 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 5,1 \text{кН}$$

Розрахунковий коефіцієнт приведеної довжини стійки:

$\mu = 0,7$ - нижнє кріплення – жорстке, верхнє – шарнірне закріплення.

У цьому випадку приведена довжина

$$l_{ef} = \mu \cdot l \quad (2.30)$$

$$l_{ef} = 0,7 \cdot 420 = 294 \text{см}$$

Значення гнучкості

$$\lambda_y = l_{ef} / i_y, \quad (2.31)$$

Приймаємо в розрахунок  $l_{ef} = 294 \text{см}$ ,  $i_y = 7,5 \text{см}$ ,  $\lambda_y = 294 / 7,5 = 39,2$ ,  $\lambda_y < \lambda_x$

Значення ексцентриситету

$$e = M / N \quad (2.32)$$

$$e = 8,67 / 54,1 = 0,16 \text{м}$$

Значення відносного ексцентриситету

$$m = eA / W_y \quad (2.33)$$

$$m = 160 \cdot 108 / 405 = 4,27$$

Значення гнучкості

$$\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{R_y / E}, \quad (2.34)$$

Приймаємо в розрахунок  $\lambda_y = 39,2$ ,  $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{МПа}$ ,

$$\bar{\lambda} = 39,2 \sqrt{240 / 210000} = 1,325$$

Коефіцієнт, що залежить від форми поперечного перерізу стійки

$$\eta = (1.9 - 0.1m) - 0.02(6 - m)\bar{\lambda}$$

$$\eta = (1.9 - 0.1 \cdot 4.27) - 0.02(6 - 4.27)1.325 = 1.427$$

Наведене значення відносного ексцентриситету

$$m_{ef} = \eta \cdot m$$

$$m_{ef} = 1.427 \cdot 4.27 = 6.09$$

Коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi_e$  приймається залежно від наведеного значення відносного ексцентриситету стійки та значення приведеної гнучкості розрахункового перерізу

$$\varphi_e = 0.211$$

У площині поперечного перерізу рами

$$N / \varphi_e A \leq R_y \gamma_c$$

$$54.1 / 0.211 \cdot 108 \cdot 10^{-4} = 23.7 \text{ МПа} < 240 \cdot 0.95 = 228 \text{ МПа}$$

Умова не виконується.

Із площини дії моменту стійкість колони:

$$N / \varphi_x A \leq R_y \gamma_c,$$

$$\varphi_x = 0.754 - \text{для } \lambda_y = 70$$

$$54.1 / 0.754 \cdot 108 \cdot 10^{-4} = 6.65 \text{ МПа} < 240 \cdot 0.95 = 228 \text{ МПа}.$$

Умова виконується, стійкість забезпечена.

## 2.4 Розрахунок фундаменту

### 2.4.1 Характеристика ґрунтів основи

Розрахункові значення основних характеристик ґрунтів основи

Таблиця 2.2.



№ шару	Найменування ґрунту і його стан	$h_i$ , м	$J_{Pi}$ , %	$J_{Li}$	$e_i$	$S_{ri}$	$E_{0i}$ , МПа	$R_{0i}$ , кПа
1	Суглинок тугопластичний	2,4	8	0,5	0,689	0,944	14	218,3
2	Глина напівтверда	2	24	0,25	0,847	0,956	18	269,4
3	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	6	-	-	0,663	1	28	400
4	Супісок пластичний	6	5	1,2	0,621	1,036	16	239,5
5	Суглинок напівтвердий	3,6	9	0,111	0,721	0,862	22	238,5

#### 2.4.2 Розрахунок і конструювання фундаментів неглибокого закладання в січenni I-I

Проведемо розрахунок фундаментів по осях осі М і 1 (ФНЗ-1).

Місце будівництва – м. Борислав Львівської області.

Споруда - безпідвальна.

Товщини шару  $h_1$ , значень модуля деформації  $E_0$  та початкового розрахункового опору  $R_0$  для ґрунту шару 1 вистачає для того, щоби прийняти цей шар ґрунту в якості несучого.

Клас бетону для виготовлення залізобетонного фундаменту стаканного типу ФНЗ-1 призначаємо С16/20. Приймаємо товщину захисного шару для бетону фундаменту  $a_s = 70 \text{ мм}$ .

#### 2.4.3. Фундамент ФНЗ-1

Розрахунок і конструювання фундаменту (ФНЗ-1) у січenni I – I виконуємо по заданому розрахунковими навантаженнями на верх фундаменту:

$$N_{II} = 185.3 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 8.67 \text{ кНм}$$

$$Q_{II} = 30.2 \text{ кНза}$$

##### 2.4.3.1. Розрахунок висоти залізобетонного фундаменту (ФНЗ-1)

Розрахункову висоту фундаменту проводимо за таким алгоритмом:

Необхідна товщина плитної ділянки фундаменту  $h_{0pl}$  обчислюється за такою формулою:

$$h_{0pl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{cp}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{242.8}{0.85 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 900 + 218.3}} = 0.26 \text{ м}, \quad (2.35)$$

У цій формулі  $N_I$  - розрахункове навантаження, що передається від надфундаментних конструкцій на сам фундамент на рівні його верху:

$$N_I = 242,8 \text{ кН}$$

$\alpha$  - коефіцієнт,  $\alpha = 0.85$

$\gamma_{b2}$  - коефіцієнт врахування тривалості дії навантаження на фундамент

$$\gamma_{b2} = 1$$

$\gamma_{b9}$  - коефіцієнт врахування виду матеріалу фундаменту  $\gamma_{b9} = 0.9$

$R_{bt}$  - значення розрахункового опору бетону фундаменту на розтяг

$$R_{bt} = 900 \text{ кПа}$$

$p_{cp}$  - реактивний опір ґрунту від вертикально прикладеного навантаження  $N_I$  без врахування навантаження від власної ваги фундаменту

$$p_{cp} \approx R_0 \approx 218.3 \text{ кПа}$$

Визначаємо необхідну розрахункову висоту плитної частини фундаменту

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.26 + 0.07 = 0.33 \text{ м} > 0.3 \text{ м}, \text{ умова задовольняється.}$$

Визначену за розрахунком товщину плитної ділянки фундаменту призначаємо кратною 0,15 м із заокругленням у більшу сторону, приймаємо

$$h_{pl} = 0.45 \text{ м}.$$

Призначаємо висоту фундаменту, розуміючи, що найменше значення загальної висоти фундаменту має бути не нижчим від 1,5 м,  $H_f = 1.5 \text{ м}$ .

#### 2.4.3.2 Призначення глибини закладання фундаменту (ФНЗ-1)

Розрахункову товщину промерзання шару ґрунту основи фундаменту обчислюємо за формулою 2.36:

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 0.9 = 0.45 \text{ м}, \quad (2.36)$$

тут  $k$  - коефіцієнт температурного режиму експлуатації споруди,  $k = 0.5$   
 $d_{fn}$  - нормативне значення глибини промерзання ґрунту, обумовлена кліматичним районом спорудження будівлі,  $d_{fn} = 0.9$  м.

Глибина закладання фундаментів, розташованих всередині будівлі не буде залежною від розрахункової товщини промерзання ґрунтів.

Глибину закладання фундаменту приймаємо за конструктивними вимогами

$$d_1 = H_f + h_1 = 1.5 + 0.3 = 1.8 \text{ м}, \quad (2.37)$$

де  $H_f$  - висота фундаменту,  $H_f = 1.5$  м

$h_1$  - товщина шару ґрунту від верхньої грані фундаменту до рівня вищого,  $h_1 = 0.3$  м

Так як значення розрахункової глибини промерзання ґрунту є меншим, ніж відповідне значення конструктивної глибини закладання фундаменту, то для закладання фундаменту приймаємо більше з них, тобто  $d_1 = 1.8$  м.

#### 2.4.3.3. Визначення розмірів подошви фундаменту (ФНЗ-1)

Визначаємо попередні (орієнтовані) розміри подошви фундаменту.

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mi} d_1}} = \sqrt{\frac{185.3}{218.3 - 20 \cdot 1.8}} = 1 \text{ м}, \quad (2.38)$$

приймаємо  $R_0 = 218.3 \text{ МПа}$  - початковий розрахунковий опір ґрунту основи

$\gamma_{mi}$  - середня щільність бетону фундаменту та ґрунту основи вище нього,  $\gamma_{mi} = 20 \text{ кН / м}^3$

$d_1$  - прийнята глибина закладання фундаменту,  $d_1 = 1.8$  м

Визначені за розрахунком розміри подошви фундаменту округляємо до значення, кратного 30 см, як правило в сторону збільшення. Призначаємо  $b_f = 0.9$  м,  $l_f = 1.2$  м.

Для розрахунку опору ґрунту основи фундаменту потрібно знайти співвідношення довжини споруди до її висоти:

$$L/H = 139/21 = 6,62$$

Уточнене значення опору ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b_f \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + M_c c_{II}], \quad (2.39)$$

$\gamma_{c1}$  і  $\gamma_{c2}$  - к-єнти умов роботи, приймаються  $\gamma_{c1} = 1.2$  і  $\gamma_{c2} = 1$ ;

$k$  - к-єнт,  $k = 1$ , оскільки міцнісні характеристики знайдені дослідним шляхом;

$M_{\gamma}, M_q, M_c$  - приймаються за таблицею за параметром  $\varphi$  (кут внутрішнього тертя), для  $\varphi = 20^\circ$  -  $M_{\gamma} = 0.51, M_q = 3.05, M_c = 5.66$

$b_f$  - ширина фундаменту  $b_f = 0.9\text{м}$

$k_z$  - коефіцієнт, при  $b_f = 0.9\text{м} < 10\text{м}$   $k_z = 1$

$c_{II}$  - питоме зчеплення ґрунту несучого шару,  $c_{II} = 23\text{кПа}$

$\gamma_{II}'$  - усереднене значення об'ємної ваги шарів ґрунтів вище рівня підошви фундаменту

$$\gamma_{II}' = 19.9\text{кН} / \text{м}^3, \text{ де}$$

$$\gamma_{II} = 11.42\text{кН} / \text{м}^3$$

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 11.42 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 294\text{кПа}$$

Уточнюємо розміри підошви фундаменту

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{185.3}{294 - 20 \cdot 1.8}} = 0.85\text{м}$$

Округляємо розміри підошви фундаменту до значення  $b_f = l_f = 0.9\text{м}$

Розрахункове найбільше і найменше значення крайового тиску під підошвою позacentрово навантаженого фундаменту припускаючи лінійний розподіл напруги в ґрунті.

$$P_{\max}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 + \frac{M_{II}}{W} + \frac{M'_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.122} + \frac{8.67}{0.122} = 707.1 \text{кПа} > 1.2R = 353 \text{кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 - \frac{M_{II}}{W} - \frac{M'_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.122} - \frac{8.67}{0.122} = -177.6 \text{кПа} < 0$$

Середній тиск

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 = 264.8 \text{кПа} < R = 294 \text{кПа}, \text{ де}$$

$$M_{II} = Q_{II} h_f = 30.2 \cdot 1.5 = 45.3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{0.9 \cdot 0.9^2}{6} = 0.122 \text{м}^3$$

Жодна з умов не задовольняється.

Збільшуємо розміри підшви фундаменту до значені  $b_f = 1.2; l_f = 1.5 \text{м}$

Повторно визначаємо

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 11.42 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 296 \text{кПа}$$

$$P_{\max}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 + \frac{M_{II}}{W} + \frac{M'_{II}}{W} = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.5} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.45} + \frac{8.67}{0.45} = 258.9 \text{кПа} > 1.2R = 353 \text{кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 - \frac{M_{II}}{W} - \frac{M'_{II}}{W} = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.5} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.45} - \frac{8.67}{0.45} = 19 \text{кПа} < 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.5} + 20 \cdot 1.8 = 138.94 \text{кПа} < R = 296 \text{кПа}, \text{ де}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{1.2 \cdot 1.5^2}{6} = 0.45 \text{м}^3$$

Всі умови виконані.

Розміри фундаменту є достатніми.

#### 2.4.4. Фундамент ФНЗ-2

Розрахунки для фундаменту ФНЗ-2 в перерізі II-II проводимо за алгоритмом попереднього пункту на навантаження:

$$N_{II} = 2423 \text{кН}$$

$$M_{II} = 0$$

$$Q_{II} = 60.59 \text{кН}$$

### 2.4.4.1 Призначення висоти фундаменту (ФНЗ-2)

Необхідна робоча висота плитної ділянки фундаменту:

$$h_{0pl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{zp}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2423}{0.85 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 900 + 218.3}} = 0.82 \text{ м}, \quad (2.40)$$

$$p_{zp} \approx R_0 \approx 218,3 \text{ кПа}$$

Умова задовольняється

Висота плитної ділянки:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0,82 + 0,07 = 0,89 \text{ м} > 0,3 \text{ м}, \text{ умова виконується.}$$

Приймаємо висоту кратною 0,15 м в сторону збільшення  $h_{pl} = 0,9 \text{ м}$ .

Призначаємо  $H_f = 1,5 \text{ м}$ .

### 2.4.4.2. Визначення глибини закладання фундаменту (ФНЗ-2)

Глибину закладання приймаємо аналогічною ФНЗ-1.

Абсолютна відмітка підшви фундаменту складає:

$$FL = DL - d_1 = 141.5 - 1.8 = 139.7 \text{ м}$$

### 2.5.4.3. Визначення розмірів підшви фундаменту (ФНЗ-2)

Визначаємо попередні (орієнтовані) розміри підшви фундаменту.

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{N_H}{R_0 - \gamma_m d_1}} = \sqrt{\frac{2019.2}{218.3 - 20 \cdot 1.8}} = 3.33 \text{ м},$$

Отримані розміри фундаменту округляємо кратно 0.3.

Приймаємо  $b_f = l_f = 3.3 \text{ м}$

$$L / H = 139 / 21 = 6.62$$

Обчислюємо уточнений розрахунковий опір для ґрунту несучого шару

ОСНОВИ

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 3.3 \cdot 11.41 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 310 \text{ кПа}$$

Уточнюємо розміри підшви фундаменту

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{2019.2}{310 - 20 \cdot 1.8}} = 2.7 \text{ м}$$

Приймаємо розміри фундаменту  $b_f = l_f = 2,7\text{ м}$  (кратно 0,3).

Тоді

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 2.7 \cdot 11.41 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 306,2\text{ кПа}$$

Проводимо розрахунок значення тиску:

$$P_{\max}^{кр} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 + \frac{90.9}{3.28} = 340.7\text{ кПа} < 1.2R = 367\text{ кПа}$$

$$P_{\min}^{кр} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 - \frac{90.9}{3.28} = 285.3\text{ кПа} > 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 = 313\text{ кПа} > R = 306.2\text{ кПа}, \text{ де}$$

$$\Delta = 2.2\%$$

$$M_{II} = Q_{II} h_f = 60.59 \cdot 1.5 = 90.9\text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{2.7 \cdot 2.7^2}{6} = 3.28\text{ м}^3$$

У результаті приймаємо  $b_f = l_f = 2,7\text{ м}$

## 2.5 Конструювання фундаментів

### 2.5.1. Конструювання фундаменту ФНЗ-1

#### 2.5.1.1. Призначення розмірів фундаменту

Кількість та висоту сходинок фундаменту приймаємо, призначаючи їх розміри кратними 0,15 м.

Оскільки,  $h_{0pl} = 0.38\text{ м} < 0.45\text{ м}$  то приймаємо одну сходинку фундаменту, при цьому висоту сходинки приймаємо рівною  $h = 0.45\text{ м}$ .

Остаточна висота плитної частини  $h = 0.45\text{ м}$ , а остаточна робоча висота плитної частини  $h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0.45 - 0.07 = 0.38\text{ м}$

Призначаємо розміри консолей сходинки плитної частини, приймаючи їх кратні 0,15 м,  $c = 0.15\text{ м}$ .

#### 2.5.1.2. Розрахунок міцності фундаменту на продавлювання

Так як призма продавлювання виходить за габарити основи фундаменту, то розрахунок на продавлювання не робимо.

### 2.6.1.3. Розрахунок фундаменту по міцності на розколювання

Умова розколювання бетону фундаменту

$$N \leq (1 + b_c / h_c) \mu \gamma_1 A R_{bt}, \quad (2.41)$$

Для розрахунку приймаємо  $b_c, h_c$  - максимальні значення ширини і висоти січення базової частини колони,  $b_c = 0,4\text{м}, h_c = 0,5\text{м}$

$\mu$  - коефіцієнт тертя,  $\mu = 0,75$

$\gamma_1$  - коефіцієнт спільної роботи бетону фундаменту та ґрунту основи фундаменту,  $\gamma_1 = 1,3$

$A$  - площа перерізу фундаменту,  $A = 0,99\text{м}^2$

$$R_{bt} = 900\text{кПа}$$

$$222,3\text{кН} \leq (1 + 0,8) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 0,99 \cdot 900 = 1563\text{кН}$$

Умова на розколювання задовольняється.

### 2.5.1.4. Розрахунок бетону фундаменту на зминання

Умова міцності на зминання

$$N \leq 0,9 \psi_{loc} A_{loc,1} R_{b,loc}, \quad (2.42)$$

де  $A_{loc,1}$  - площа зминання,  $A_{loc,1} = 0,4 \cdot 0,5 = 0,2\text{м}^2$

$A_{loc,2}$  - розрахункова площа зминання,  $A_{loc,2} = 0,6 \cdot 0,6 = 0,36\text{м}^2$

$\psi_{loc}$  - коефіцієнт місцевого навантаження,  $\psi_{loc} = 1$

$R_{b,loc}$  - значення розрахункового опору бетону фундаменту на зминання,

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_{loc} R_b = 1 \cdot 1,22 \cdot 11500 = 14030\text{кПа}$$

$$\varphi_{loc} = \sqrt[3]{A_{loc,2} / A_{loc,1}} = \sqrt[3]{0,36 / 0,2} = 1,22$$

$$222,3\text{кН} \leq 0,9 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 14030 = 2525\text{кН}$$

Умова зминання бетону задовольняється.



### 2.5.1.5. Розрахунок міцності фундаменту на дію поперечних сил

Перевіряємо умову

$$Q \leq \frac{1.5R_{bt}b_f h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 1.2 \cdot 0.38^2}{0.3} = 780 \text{кН}$$

$$Q = p_{zp}(c_1 - c_0)b_f = 154.38(0.3 - 0.3) = 0 < 0.6R_{bt}b_f h_0 = 0.6 \cdot 900 \cdot 1.2 \cdot 0.38 = 246 \text{кН}$$

$$Q = 246 \text{кН} < 780 \text{кН}$$

Міцність сходинок на дію поперечних сил забезпечена.

### 2.5.1.6. Визначення січення арматури плитної ділянки фундаменту

Площу січення арматури плити фундаменту розраховуємо на реактивний відпір ґрунту на консолі фундаменту.

Проведемо розрахунок згинальних моментів у перерізах консольних виступів фундаментів I – I та II – II:

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0.45^2 \cdot 1.2}{6} (2 \cdot 259 + 189) = 28.55 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 7.4 + \frac{(1.2 - 0.45)(259 - 19)}{1.5} = 187 \text{кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0.6^2 \cdot 1.2}{6} (2 \cdot 259 + 163) = 50 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 19 + \frac{(1.5 - 0.6)(259 - 19)}{1.5} = 163 \text{кПа}$$

Приймаємо переріз робочої арматури в перерізах I – I і II – II:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0.9h_0 R_s} = \frac{29}{0.9 \cdot 0.45 \cdot 280000} = 2.6 \text{см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9h_0 R_s} = \frac{50}{0.9 \cdot 1.43 \cdot 280000} = 1.4 \text{см}^2$$

Приймаємо крок стержнів арматурної сітки в робочому напрямку 200 мм. Згідно розрахунку приймаємо стержні Ø8 класу А400С. Остаточню призначаємо робочу арматуру мінімально допустимого діаметру 10 мм – Ø10 А400С.

## 2.5.2. Конструювання фундаменту ФНЗ-2

Так, як  $h_{opl} = 0,9\text{м}$ , то призначаємо дві сходинки фундаменту, висоту сходинок беремо рівною  $h_1 = h_2 = 0,45\text{м}$ . Всі значення розмірів мають бути кратними  $0,15\text{ м}$ .

Висоту плитної частини призначаємо  $h_{pl} = 0,9\text{м}$ , а остаточне значення робочої висоти плитної ділянки беремо  $h_{opl} = h_{pl} - a_s = 0,9 - 0,07 = 0,83\text{м}$

Розміри консолей сходинок плитної ділянки призначаємо зі значеннями, кратними  $0,15\text{ м}$ :  $c_1 = 0,45\text{м}$ ,  $c_2 = 0,45\text{м}$ .

### 2.5.2.1. Міцність фундаменту на продавлювання

Піраміда продавлювання виходить за границі основи фундаменту, то проведення розрахунку на продавлювання не виконуємо.

### 2.5.2.2. Розрахунок бетону фундаменту на розколювання

Розрахунок проводимо за формулою

$$N \leq (1 + b_c / h_c) \mu \gamma_1 A R_{bt}, \quad (2.43)$$

Розрахункові значення  $b_c = 0,5\text{м}$ ,  $h_c = 0,7\text{м}$ ,  $\mu = 0,75$ ,  $\gamma_1 = 1,3$ ,  $A = 2,3\text{м}^2$ ,  $R_{bt} = 900\text{кПа}$ .

$$2423\text{кН} \leq (1 + 0,71) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 2,3 \cdot 900 = 3451\text{кН}$$

Умова задовольняється. Розколювання бетону фундаменту не відбудеться.

### 2.5.2.3. Міцність бетону фундаменту на зминання

Умова

$$N \leq 0,9 \psi_{loc} A_{loc,1} R_{b,loc}, \quad (2.44)$$

при  $A_{loc,1} = 0,5 \cdot 0,7 = 0,35\text{м}^2$ ,  $A_{loc,2} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81\text{м}^2$ ,  $\psi_{loc} = 1$ ,

$$R_{b,loc} = \alpha \phi_{loc} R_b = 1 \cdot 1,32 \cdot 11500 = 15211\text{кПа}$$

$$\phi_{loc} = \sqrt[3]{A_{loc,2}/A_{loc,1}} = \sqrt[3]{0,81/0,35} = 1,32$$

$$2423 \text{кН} \leq 0,9 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 15211 = 4791 \text{кН}$$

Умова задовольняється. Змінання бетону конструкції фундаменту не відбудеться.

#### 2.5.2.4. Міцність фундаменту на дію поперечних сил

Перевіряємо умову

$$Q \leq \frac{1,5 R_{bt} b_f h_{01}^2}{c_1} = \frac{1,5 \cdot 900 \cdot 2,7 \cdot 0,37^2}{0,45} = 1109 \text{кН}$$

$$Q = p_{ep} (c_1 - c_0) b_f = 332 (0,45 - 0,45) = 0 < 0,6 R_{bt} b_f h_{01} = 0,6 \cdot 900 \cdot 2,7 \cdot 0,37 = 539,5 \text{кН}$$

$$Q = 539,5 \text{кН} < 1109 \text{кН} \text{ Міцність сходинок на дію поперечних сил достат-}$$

ня.

### 2.5.2.5. Визначення січення арматури плитної ділянки фундаменту

Згинальні моменти

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0.45^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 331.5) = 92.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 0.45)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 331.5 \text{ кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0.9^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 322.2) = 365.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 0.9)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 322.2 \text{ кПа}$$

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1.35^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 313) = 815.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 1.35)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 313 \text{ кПа}$$

Прийняті перерізи стержнів робочої арматури:

$$A_s^{I-II} = \frac{M_{I-I}}{0.9 h_{0,pl} R_s} = \frac{92.3}{0.9 \cdot 0.23 \cdot 280000} = 15.9 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 h_{01} R_s} = \frac{365.8}{0.9 \cdot 0.83 \cdot 280000} = 17.5 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0.9 h_{02} R_s} = \frac{815.5}{0.9 \cdot 1.43 \cdot 280000} = 22.63 \text{ см}^2$$

Кроком стержнів арматурної сітки - 150мм. Призначаємо стержні Ø12 мм класу А 400С, що більше 10 мм (найменший допустимий діаметр стержнів).

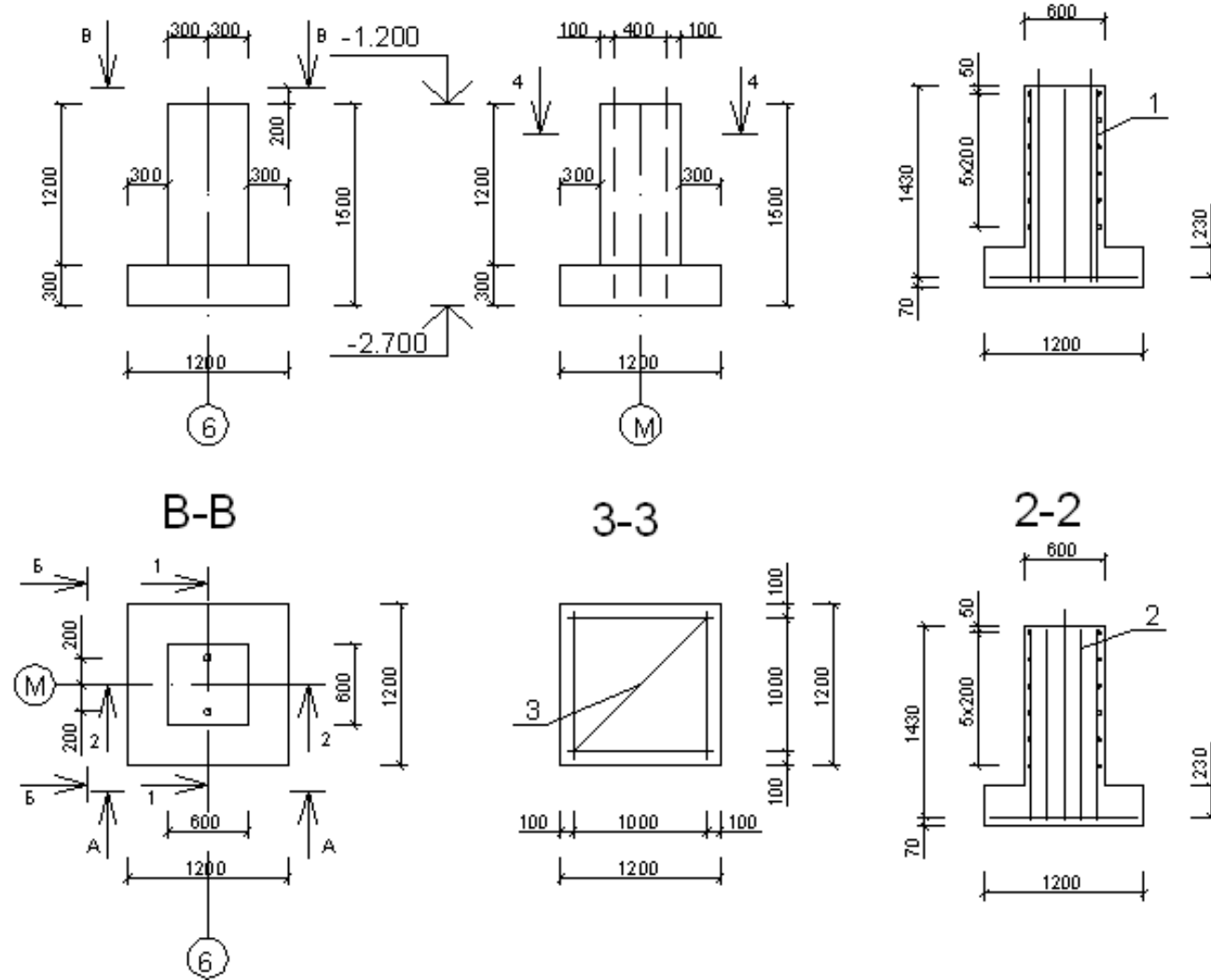


Рис.2.7. Конструювання фундаментів

## 2.6 Автоматизований розрахунок каркасу одноповерхової частини будівлі

Таблиця 2.3.

№ элем	№ сечен	Тип РСУ	Критерий	Усилия						№№ загруз
				N (кН)	Mк (кН*м)	Mу (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
233 Колонна	1	1	1	-38,18	0,00	0,00	9,04	1,23	0,29	1 4
		1	2	-38,18	0,00	0,00	9,04	-0,89	-0,21	1 5
		1	3	-38,18	0,00	0,00	9,04	-0,89	-0,21	1 5
		1	4	-38,18	0,00	0,00	9,04	1,23	0,29	1 4
		2	10	-204,30	0,00	0,00	47,82	1,11	0,26	1 3 4
		2	11	-204,30	0,00	0,00	47,82	1,11	0,26	1 3 4
		1	13	-222,76	0,00	0,00	52,13	0,01	0,00	1 3
		1	18	-222,76	0,00	0,00	52,13	0,01	0,00	1 3
	2	1	1	-219,27	0,00	218,93	52,13	0,00	0,00	1 3
		1	6	-219,27	0,00	218,93	52,13	0,00	0,00	1 3
		2	10	-200,81	0,00	200,83	47,82	0,00	0,26	1 3 4
		2	11	-200,81	0,00	200,83	47,82	0,00	0,26	1 3 4
		1	12	-34,69	0,00	37,98	9,04	0,00	-0,21	1 5
		1	27	-34,69	0,00	37,98	9,04	0,00	0,29	1 4
297 Прогон	1	1	2	-0,03	0,00	0,00	8,41	0,00	0,00	1 4
		1	13	0,00	0,00	0,00	59,01	0,00	0,00	1 3
	2	1	1	0,00	0,00	88,51	0,00	0,00	0,00	1 3
		1	6	0,00	0,00	88,51	0,00	0,00	0,00	1 3
		1	18	-0,03	0,00	12,61	0,00	0,00	0,00	1 4
	3	1	2	-0,03	0,00	0,00	-8,41	0,00	0,00	1 4
		1	14	0,00	0,00	0,00	-59,01	0,00	0,00	1 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
240 Прогон	1	1	1	0,11	0,00	0,00	4,48	0,00	0,00	1 5	
		1	2	-1,26	0,00	0,00	4,48	0,00	0,00	1 4	
		1	13	0,00	0,00	0,00	35,26	0,00	0,00	1 3	
	2	1	1	0,00	0,00	52,89	0,00	0,00	0,00	1 3	
		1	6	0,00	0,00	52,89	0,00	0,00	0,00	1 3	
		1	17	0,11	0,00	6,72	0,00	0,00	0,00	1 5	
		1	18	-1,26	0,00	6,72	0,00	0,00	0,00	1 4	
	3	1	1	0,11	0,00	0,00	-4,48	0,00	0,00	1 5	
		1	2	-1,26	0,00	0,00	-4,48	0,00	0,00	1 4	
		1	14	0,00	0,00	0,00	-35,26	0,00	0,00	1 3	
	284, 285, 286, 257 Ригель	1	1	2	-47,49	0,00	-199,48	145,77	0,00	0,00	1 3
			1	5	-47,49	0,00	-199,48	145,77	0,00	0,00	1 3
2			9	-43,40	0,00	-182,27	133,60	0,00	0,00	1 3 4	
1			10	-6,43	0,00	-27,02	24,04	0,00	0,00	1 5	
1			11	-6,43	0,00	-27,02	24,04	0,00	0,00	1 5	
2			12	-43,40	0,00	-182,27	133,60	0,00	0,00	1 3 4	
2			29	-43,38	0,00	-182,21	133,59	0,00	0,00	1 3 5	
2		1	1	-47,49	0,00	234,61	143,62	0,00	0,00	1 3	
		1	6	-47,49	0,00	234,61	143,62	0,00	0,00	1 3	
		2	9	-43,40	0,00	215,32	131,45	0,00	0,00	1 3 4	
		1	10	-6,43	0,00	41,89	21,90	-0,01	0,00	1 5	
		1	11	-6,43	0,00	41,89	21,90	-0,01	0,00	1 5	
		2	12	-43,40	0,00	215,32	131,45	0,00	0,00	1 3 4	
		2	24	-43,38	0,00	215,35	131,44	0,00	0,00	1 3 5	
		2	29	-43,38	0,00	215,35	131,44	0,00	0,00	1 3 5	

1	2	3	4	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11
284, 285, 286, 257 Ригель	3	1	1	-47,49	0,00	308,21	23,46	0,01	0,00	1 3
		1	6	-47,49	0,00	308,21	23,46	0,01	0,00	1 3
		2	9	-43,40	0,00	282,78	21,41	0,01	0,00	1 3 4
		1	10	-6,43	0,00	53,91	2,93	0,01	-0,01	1 5
		1	11	-6,43	0,00	53,91	2,93	0,01	-0,01	1 5
		2	12	-43,40	0,00	282,78	21,41	0,01	0,00	1 3 4
		2	23	-15,66	0,00	133,08	8,73	0,01	-0,01	1 2 5
		2	26	-43,38	0,00	282,78	21,41	0,01	-0,01	1 3 5
	4	1	1	-47,49	0,00	87,33	-74,70	0,00	0,00	1 3
		1	6	-47,49	0,00	87,33	-74,70	0,00	0,00	1 3
		2	9	-43,40	0,00	79,51	-68,83	-0,01	0,01	1 3 4
		1	10	-6,43	0,00	9,04	-16,03	-0,01	0,01	1 5
		1	11	-6,43	0,00	9,04	-16,03	-0,01	0,01	1 5
		2	12	-43,40	0,00	79,51	-68,83	-0,01	0,01	1 3 4
		1	25	-6,45	0,00	9,06	-16,02	-0,02	0,01	1 4
		2	28	-43,40	0,00	79,51	-68,83	0,00	0,00	1 3 6
	5	2	29	-43,38	0,00	79,49	-68,84	-0,01	0,01	1 3 5
		1	2	-47,49	0,00	-362,17	-150,91	0,04	-0,01	1 3
		1	5	-47,49	0,00	-362,17	-150,91	0,04	-0,01	1 3
		2	9	-43,40	0,00	-335,20	-139,31	0,05	-0,02	1 3 4
		1	10	-6,43	0,00	-92,72	-34,99	0,04	-0,02	1 5
		1	11	-6,43	0,00	-92,72	-34,99	0,04	-0,02	1 5
		2	12	-43,40	0,00	-335,20	-139,31	0,05	-0,02	1 3 4
		2	23	-15,66	0,00	-228,05	-84,60	0,05	-0,02	1 2 5
		2	26	-43,38	0,00	-335,24	-139,32	0,06	-0,02	1 3 5
	2	30	-15,66	0,00	-228,05	-84,60	0,05	-0,02	1 2 5	



## 3 ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

### 3.1 Розробка технологічної карти на монтаж металевого каркасу споруди

#### 3.1.1 Технологія виконання робіт

В дипломній роботі розроблено технологію на зведення основного каркасу будівлі. Багатоповерхова частина зводиться у такій послідовності :

- 1) монтаж колон;¶
- 2) монтаж ригелів;¶
- 3) монтаж прогонів;¶
- 4) укладання профнастилу;¶
- 5) укладання арматурних сіток;¶
- 6) подача і укладання бетону;¶

Одноповерхова частина зводиться в наступній послідовності:¶

- 1) монтаж колон;¶
- 2) монтаж ригелів;¶
- 3) монтаж прогонів;¶
- 4) монтаж профнастилу.¶

#### *а) Монтаж металевих колон*

Перед установкою колон повинно бути перевірене і змазана різьблення анкерних болтів. Перевірку здійснювати накрученням гайок. Колони встановлюють на вивірені тайки. Гайки накручують з необхідною точністю установки верхньої поверхні. Підняту колону встановлювати, опираючи на накручені гайки й сполучають риски на колоні з розбивочними осями. Положення колони по вертикалі забезпечується точністю установки гайок і при необхідності може бути виправлено їх підкручуванням. Після установки положення колони фіксувати встановленням шайб і закріпленням плити другими гайками, які за-тискають опорні плити і забезпечують стійкість колони. Вивірені колони замонолітити дрібнозернистим бетоном.¶

Перед монтажем колони розкласти уздовж ряду їхньої установки на дерев'яні прокладки під кутом. До підйому колони оббудувати риштуванням: сходами й площадками, а також монтажними стяжними пристосуваннями.

Монтаж здійснювати без переміщення крана поворотом стріли. Стоянку розташовувати так, щоб виліт стріли дозволяв, повернувши клону у вертикальне положення без його зміни, поставити її на фундамент. Всі операції виконувати на мінімальній швидкості.

Стропування робити вище центру ваги, щоб після підйому вона зайняла вертикальне положення. Для забезпечення вертикального положення колони при її установці строп повинен бути закріплений по осі центра ваги колони або охоплювати її з двох сторін. Кріпити строп за спеціальні передбачені отвори.

Всі роботи з вивірки проводити до розструповки колон і їхнього закріплення. Необхідну перевірку вертикальності виконувати двома теодолітами.

#### *б) Монтаж металевих ригелів і прогонів*

Установку ригелів і прогонів з прокатних металевих профілів потрібно виконувати з організацією окремих процесів. Попередньо при підготовці до монтажу всі елементи ригелів і прогонів маркуються ризиками для проведення по них вивірки монтованих елементів. Ригелі слід встановлювати на опорні металеві пластини із закріпленням їх спеціальними монтажними болтами. Нижні пояси кріплять до пластин за допомогою монтажного зварювання. Після влаштування всіх потрібних зварних швів для кріплення попередньо встановлені монтажні болти можна видалити. Металеві прогони після вивірки остаточно кріпляться до закладних деталей за допомогою монтажного зварювання.

Стропування слід здійснювати двохвітковим стропом, закріплюючи його кінці за пластини верхнього поясу. Можливе стропування двохвітковим стропом "на удав" із дистанційною розструповкою. Трос, яким висмикуються штирі у замку кріплять у крайніх точках монтованих елементів.

Розкладку ригелів і прогонів слід виконувати уздовж ряду їх монтажного положення безпосередньо на дерев'яні прокладки під певним кутом.

### *в) Монтаж профільованого настилу*

Між собою листи настилу з'єднувати в накладку комбінованими заклепками. До прогонів і ригелів настил кріпить само нарізними болтами.

Листи настилу укладати уздовж лінії фронту робіт. Укладати пакети листів на підкладки, а зверху закрити водозахисним матеріалом. Монтаж настилу здійснювати після завершення монтажу і закріплення всіх нижче лежачих конструкцій.

Стропування здійснювати із застосуванням траверс і захоплень, які заводять під хвилю настилу. Укладання проводити від одного кінця до іншого, від краю до середини. Для установки болтів по місцю просвердлювати отвори, в які вкрутити болт повністю.

### **3.1.2 Вибір монтажного крана**

Залежно від габаритних розмірів запроектованого будинку й умов будівельного майданчика (відстані до існуючих споруд) приймаємо варіант установки одного баштового крана для монтажу п'ятиповерхової частини, встановлюваного з бічної сторони запроектованої частини. Для зведення одноповерхових частин приймаємо стрілові самохідні гусеничні крани.

Вибір і прив'язка крана виконується з урахуванням монтажу конструкцій або підйому вантажів найбільшої маси  $Q$ , на найбільшій відстані від осі кранового рейкового шляху і найбільшій висоті підйому вантажу -  $H_{роб}$ .

Розрахунок основних робочих параметрів крана: вантажопідйомності, вильоту і висоти підйому гака проводиться аналітично по масах найбільших вантажів, найбільшим відстаням і висотам їхнього підйому від осі кранового шляху й оцінки голівок рейок з урахуванням вантажозахватних пристроїв, розмірів зон безпеки й розмірів вантажів.

#### *Розрахунок параметрів баштового крана*

1) Мінімальна висота підйому гака

$$H_{кр} = h_0 + h_3 + h_э + h_{стр}, \quad (3.1)$$

де  $h_0$  – різниця між відмітками рівня стоянки крана та найвищої точки монтажу,  $h_0 = 22,1\text{м}$

$h_3$ - запас висоти проносу монтажного елемента над місцем встановлення,  $h_3 = 0,5\text{м}$

$h_9$ - найбільша висота будівельної конструкції, що монтується,  $h_9 = 0,6\text{м}$

$h_{стр}$  - висота стропів,  $h_{стр} = 4,2\text{м}$

$$H_{кр} = 22,1 + 0,5 + 0,6 + 4,2 = 27,4\text{м}$$

2) Потрібна вантажопідйомність крана

Найважчою монтажною конструкцією буде ригель перекриття -  $q_{эл} = 1,73\text{т}$

В такому випадку потрібна вантажопідйомність монтажного крана

$$Q = q_{эл} + q_{стр}, \quad (3.2)$$

де  $q_{стр}$ - вага обладнання для стропування,  $q_{стр} = 0,94\text{т}$

$$Q = 1,73 + 0,94 = 2,67\text{т}$$

3) Потрібний виліт стріли крана

Виліт стріли визначаємо за виразом:

$$L_{кр} = a/2 + b + ш, \quad (3.3)$$

$a$  - відстань у світлі між рейками крана,  $a = 4,5\text{ м}$

$b$  - мінімальна припустима відстань від грані запроектованої частини, до грані підкранової рейки,  $b = 1,5\text{ м}$ .

$ш$  - ширина запроектованої частини,  $ш = 19\text{ м}$

$$L_{кр} = 4,5/2 + 1,5 + 19 = 23,25\text{м}$$

У кінцевому результаті модель монтажного крану приймається після їх техніко-економічного порівняння. Приймаються до уваги всі основні технічні параметри монтажного крана: здатність піднімати вантажі великої ваги, максимальний виліт стріли, найвищий рівень підйому гака при найменшому вильоті стріли (табл. 3.1).

Призначаємо в результаті для п'ятиповерхової частини будівлі баштовий кран КБ – 308А.

Таблиця 3.1.

До підбору монтажного крана

Найменування вантажів	Маса вантажу, т	Необхідна висота підйому	Найбільший виліт гака, м	Вантажний момент, т м
Колона	0,976	21,7	21,75	21,29
Ригель	1,64	27,35	14,25	23,37
Прогін	0,21	24,85	21,75	4,57
Профнастил	0,54	26,85	19	10,26

*Розрахунок стрілових кранів*

1) Приймаємо мінімальну висоту підймання гака

$$H_{кр} = h_0 + h_3 + h_9 + h_{стр}, \quad (3.4)$$

$h_0$ - різниця рівнів стоянки та найвищої монтажної відмітки крана,  $h_0 = 4,2$  м

$h_3$ - висота запасу проносу конструкції над опорою,  $h_3 = 0,5$  м

$h_9$ - висота останнього монтажного елемента,  $h_9 = 0,5$  м

$h_{стр}$  - висота стропування елемента,  $h_{стр} = 4,2$  м

$$H_{кр} = 4,2 + 0,5 + 0,5 + 4,2 = 9,4 \text{ м}$$

2) Потрібна вантажопідйомність

Найважчим монтажним елементом буде ригельна балка покриття -

$$q_{эл} = 0,9 \text{ т}$$

Потрібна вантажопідйомність монтажного крана, необхідного для монтажу ригелів

$$Q = q_{эл} + q_{стр}, \quad (3.5)$$

де  $q_{стр}$  - вага пристроїв для стропування,  $q_{стр} = 0,94$  т

$$Q = 0,9 + 0,94 = 1,84 \text{ т}$$

3) Потрібна висота піднімання гака для монтажу найбільш високо розташованого елемента.

Висота підйому гака визначається графічним шляхом

$$L_{кр} = 6 \text{ м}$$

У кінцевому результаті модель підйомного крана підбирається за результатами техніко-економічного порівняння з врахуванням всіх їх параметрів (табл 3.2).

Таблиця 3.2.

До підбору стрілового монтажного крана

Найменування вантажів	Маса вантажу, т	Необхідна висота підйому	Найбільший виліт гака, м	Вантажний момент, т, м
Колона	0,69	6,9	6,7	4,62
Ригель	0,96	10,7	6	5,76
Прогін	0,21	8,2	9	1,89
Профнастил	0,54	10,2	9	4,86

Остаточно для одноповерхових частин споруди приймаємо два стрілових самохідних гусеничних крана РДК – 25.2.

### 3.1.3. Техніка безпеки для виконання монтажу металевих елементів каркасу будівлі

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні каркасу не виконуються роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції на поверхах над якими виконується переміщення, установка й тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або встаткування.

При зведенні односекційних частин будівлі одночасне виконання монтажних і інших будівельних робіт на різних поверхах (ярусах) допускається при наявності між ними надійних (обґрунтованим відповідним розрахунком на дію ударних навантажень) міжповерхових перекриттів за письмовим

наказом головного інженера після здійснення заходів, що забезпечують безпечне провадження робіт, і за умови перебування безпосередньо на місці робіт спеціально призначених осіб, відповідальних за безпечне виконання монтажу й переміщення вантажів кранами, а також за здійснення контролю за виконанням крановиком, стропувальником і сигнальником виробничих інструкцій з охорони праці.

Способи стропування елементів конструкцій і встаткування забезпечують їхню подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Очищення підлягаючих монтажу елементів конструкцій від бруду виконується, до їхнього підйому.

Стропування конструкцій виконується вантажозахватними засобами, що задовольняють нормативним вимогам.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їхнього підйому або переміщенні.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і встаткування у висячому положенні.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу застосовуються інвентарні сходи, перехідні містки й трапи, що мають огороження.

Відповідальними особами не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їхніх елементах (фермам, ригелям і т.д.), на яких неможливо встановити огороження, що забезпечує ширину проходу відповідно до норм, без застосування спеціальній запобіжних пристосувань (надійно натягнутого уздовж ферми або ригеля каната для закріплення карабіна запобіжного ножа й ін.).

Установлені в проектне положення елементи конструкцій або встаткування закріплюються так, щоб забезпечувалася їхня стійкість і геометрична незмінюваність.

Розстроповка елементів конструкцій, установлених у проектне положення, виконується після постійного або тимчасового надійного їхнього



закріплення. Переміщення встановлених елементів конструкцій після їх розстроповки, за винятком випадків, обґрунтованих ПВР, не допускається.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше при ожеледі, грозі або тумані, що виключає видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення і установки вертикальних панелей і подібних їм конструкцій з великою парусністю варто припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.

Не допускається знаходження людей і встаткування під елементами конструкцій що монтуються до установки їх у проектне положення й закріплення.

При необхідності знаходження працюючих під конструкціями що монтуються, а також на конструкціях повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Навісні монтажні площадки, сходи й інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, установлюють і закріплюють на конструкціях що монтуються до їхнього підйому,,

До виконання монтажних робіт установлений порядок обміну умовними сигналами між собою, що керує монтажем, і машиністом. Всі сигнали подаються тільки однією особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, таке-лажником-стропувальником), крім сигналу "Стоп", що може бути поданий будь-яким працівником, що помітив явну небезпеку.

Монтаж конструкцій кожного наступного ярусу (ділянки) будинку або спорудження виконується тільки після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу (ділянки) відповідно до проекту.

При монтажі ділянок будинку з декількома ярусами, кожний наступний ярус каркасу монтують тільки після установки, огорожуючих конструкцій, або тимчасових огорожень на попередньому ярусі

Монтаж сходових маршів і площадок будинку здійснюють одночасно з монтажем конструкцій будинку. На змонтованих сходових маршах негайно встановлюють огороження.

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і встаткування у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, роблять, як правило, до їхнього підйому на проектну відмітку. Після підйому фарбування або антикорозійний захист роблять тільки в місцях стиків або сполучень конструкцій.

При переміщенні конструкцій або встаткування відстань між ними й виступаючими частинами змонтованого встаткування або інших конструкцій по горизонталі не менш 1 м, по вертикалі - 0,5 м.

Кути відхиленні від вертикалі вантажних канатів і поліспастів вантажопідйомних засобів у процесі монтажу не перевищують величину, зазначену в паспорті, затвердженому в проекті або технічних умовах на цей вантажопідйомний засіб.

### **3.2 Складання календарного графіка ведення будівельно-монтажних робіт**

Графік проведення робіт плануємо беручи до уваги послідовність проведення робіт у складі технологічних процесів виконання загальнобудівельного комплексу. Календарний графік проектується з врахуванням затрат праці робітників, машин і механізмів для виконання усіх будівельних процесів, які проходять в період будівництва.

Проектування календарного графіка виконуємо у таблиці 3.3 та на листі креслення графічної частини.

Таблиця.3.3.

## До побудови календарного графіку

№ п/п	Найменування робіт	Обсяг робіт		Загальна трудомі- сткість		Склад ланки	Основні машини й механізми	Марка	Кіль- кість змін	Кіль- кість ланок	Трива- лість вик. робіт
		Од. вим.	Кіл- сть	люди:зм	маш:зм						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Зрізка рос- линного шару грунту буль- дозером	1000 м <sup>2</sup>	5,4	-	0,297	Машиніст 6р	Трактор Т- 130 з пово- ротним від- валом	ДЗ-27	1	1	1
2	Розробка гру- нту одноков- шевим екска- ватором	100м <sup>3</sup>	97,2	8,7	38,25	Машиніст 5р	Екскаватор з ковшем 0.5м <sup>3</sup> із зу- бами	ЭО- 3322	1	3	13
3	Попереднє планування дна котловану	1000 м <sup>2</sup>	5,4	-	0,297	Машиніст 6р	Трактор Т- 130 з пово- ротним від- валом	ДЗ-27	1	1	1
4	Остаточне планування дна котловану	1000 м <sup>2</sup>	5,4	-	15,2	Машиніст 6р	Трактор Т- 130 з пово- ротним від- валом	ДЗ-27	1	1	1
5	Влаштування фундаментів	100м <sup>3</sup>	1,81	144,7	14,37	Робочий-4	-	-	1	4	9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	Засипання котловану бульдозером	100м <sup>3</sup>	97,2	-	40,74	Машиніст 5р	Трактор Т-130 з поворотним відвалом	ДЗ-28	1	2	7
7	Монтаж колон першого поверху	Т	91,81	86,6	24,45	Монтажник конструкцій бр.,4р.-2,3р.,машиніст крана бр	КБ-308А, РДК-25,2	-	1	2	9
8	Монтаж колон наступних поверхів	Т	55,1	52	-	Монтажник конструкцій бр.,4р.-3,3р.,машиніст крана бр	КБ-308А	-	1	1	9
9	<u>Замонолічування стиків колон з фундаментами</u>	Істик	110	15,1	93,56	Монтажник конструкцій 4р.,3р.	-	-	1	2	4
10	Монтаж ригелів	Т	134,6 2	379,6	93,17	Монтажник конструкцій 5р.,4р.-2,3р.-3,машиніст крана бр	КБ-308А, РДК-25,2	-		2	32

Продовження табл. 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
12	Монтаж профнастилу	100м <sup>2</sup>	108,8	689,8	124,6	Монтажник конструкцій 4р.-5,3р.-5, машиніст крана 6р	КБ-308А, РДК-25,2	-	1	2	35
13	Установка арматурних сіток, каркасів деталей	1т	15,2	19,36	9,68	Арматурник 3р., 2р.	КБ-308А	-	1	1	10
14	Подача бетонної суміші	100м <sup>3</sup>	5,68	30,54	30,54	Машиніст бетононасоса 4р., бетонувальник 2р.	Бетононасос 10м <sup>3</sup> /год.	-	1	2	16
15	Укладання бетонної суміші	1м <sup>3</sup>	568	78,76	-	Бетонувальник 4р., 2р.	-	-	1	3	16

Продовження табл.3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	Монтаж сходів	1т	3,75	21,68	7,51	Монтажник конструкцій 4р., 3р.-2,електрозварник 4р.,машиніст крана бр.	КБ-308А	-	1	1	6
17	Кладка зовнішніх стін	1м <sup>3</sup>	788	453	-	Муляр 3р-4	-	ДУ-31А	1	4	28
18	Подача бетону підстилаю чого шару підлоги першого поверху	100м <sup>3</sup>	2,77	14,89	14,89	Машиніст бетононасоса 4р.,бетонувальник 2р.	Бетононасос 10м <sup>3</sup> /год.	-	1	3	5
19	Укладання бетонної суміші підстильного шару підлоги першого поверху	1м <sup>3</sup>	277	200	-	Бетонник 4р.,2р.-4	-	-	1	4	10
20	Пароізоляція покриття	100м <sup>2</sup>	13,5	41,3	0,81	Робочий-3	-	-	1	2	7

Продовження табл.3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
21	Утеплення покриття й підлоги першого поверху	1м <sup>2</sup>	1454	115,7	3,36	Робочий-4	-	-	1	3	
22	Гідроізоляція підлог першого поверху	100м <sup>2</sup>	66,84	281,1	7,02	Робочий-4	-	-	1	4	
23	Влаштування цементної стяжки	100м <sup>2</sup>	100,4	705,9	72,9	Бетонувальник 3р.-3	Розчинонасос	-	1	5	35
24	Покриття покрівлі гідроізоляцією	100м <sup>2</sup>	55,4	19,73	-	Покрівельник 4р.,3р.,2р.	-	-	1	1	7
25	Влаштування вентиляваного фасаду	100м <sup>2</sup>	56,34	1479	-	Монтажник конструкцій 5р.,4р.,3р.	-	-	1	5	99
26	Установка вікон і дверей	100м <sup>2</sup>	16,69	73,4	16,97	Робочий-2	-	-	1	2	9
27	Встановлення гіпсокартонних перегородок	1м <sup>2</sup>	9866	3551	289,9	Монтажник конструкцій 4р.-2,3р.-3	-	-	1	7	102
28	Встановлення підвісних стель	1м <sup>2</sup>	6479	858,63	14	Монтажник конструкцій 4р.-2,3р.-3	-	-	1	7	25

Продовження табл. 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
29	Встановлення бетонних підлог	100м <sup>2</sup>	17,86	106,9	7,2	Бетонувальник 4р.,2р.-3	-	-	1	4	7
30	Встановлення плиткових підлог	1м <sup>2</sup>	3927	606,5	76,2	Плиточник 4р.,3р.-3	-	-	1	5	30
31	Встановлення підлог з лінолеуму	1м <sup>2</sup>	1742	131,4	1,28	Робочий-2	-	-	1	5	13
32	Облицювання стін еплиткою	1м <sup>2</sup>	3275	685,6	79,62	Плиточник 4р.,3р.-2	-	-	1	6	38
33	Облицювання стін шпалерами	100м <sup>2</sup>	64,98	333,7	1,38	Маляр 3р.,2р.-2	-	-	1	5	17
34	Фарбування стін	100м <sup>2</sup>	42,59	139,4	2,61	Маляр 4р.	-	-	1	7	20
35	Обробка стін декоративною штукатуркою	100м <sup>2</sup>	44,61	1315,7	141,9	Муляр 5р., 3р.,машиніст розчинонасоса 3р.	Розчинонасос 2м <sup>3</sup> /год	-	1	8	82



## 4. РОЗДІЛ ЕКОНОМІКИ БУДІВНИЦТВА

### Вихідні дані

Найменування об'єкту: “Готель на 80 місць у м.Бориславі Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів”.

Кошторисна документація складена з застосуванням:

- Правил визначення вартості будівництва (ДСТУ Б Д.1.1-1:2013);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи (ДСТУ Б Д.2.3-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.4-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконаладжувальні роботи (ДСТУ Б Д.2.6-XX:2012)
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів (ДСТУ Б Д.2.7-1:2012).

Інвесторська кошторисна документація складена в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси станом на 24.12.2023 р.

При складанні розрахунків прийняті наступні показники та нарахування:

1. Загальновиробничі витрати розраховані у відповідності з усередненими показниками ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Додаток Б.
2. Усереднений показник ліміту коштів на зведення и розбирання титульних будівель і споруд, Розрахунок №2 - 1,30%
3. Показник витрат на покриття ризику всіх учасників будівництва, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 - 2,00%
4. Усереднений показник розміру кошторисного прибутку, Розрахунок №5 - 2,96грн./люд.год.;
5. Показник відрахувань на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій - Розрахунок №6 - 1,38грн./люд.год..
6. Тарифні сітки прийняті виходячи з:

Тривалості робочого часу, 166,08 люд-г.

Середньомісячної заробітної плати, 14 800,00грн.

Середнього розряду робіт- 3,8

Готель на 80 місць у місті Бориславі Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів

Форма №3

Кошторис у сумі 15887,148 тис.грн.

**Затверджено**

Замовник

\_\_\_\_\_ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ \_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

### ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Готель на 80 місць у місті Бориславі Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів

Кошторисна вартість об`єкта 11131,503 тис.грн.  
 Кошторисна трудомісткість 54,780 тис.люд.-год.  
 Кошторисна заробітна плата 6899,844 тис.грн.  
 Вимірник одиничної вартості  
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 9 січня 2024 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кшторис 2-1-1	на Готель на 80 місць у місті Бориславі Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів	11014,674	116,829	-	-	11131,503	54,780	6899,844	-
		Всього:	11014,674	116,829	-	-	11131,503	54,780	6899,844	-
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (3,1 %)	341,455	3,622	-	-	345,077	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	132,867	1,409	-	-	134,276	-	-	-
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	290,271	290,271	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	313,493	313,493	-	-	-
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	20,435	20,435	-	-	-
		Разом:	11488,996	121,860	-	624,199	12235,055	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	451,879	5,736	-	-	457,615	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	105,558	105,558	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	413,604	4,387	-	22,471	440,462	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:	-	-	-	0,600	0,600	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	0,600	0,600	-	-	-
		Разом крім ПДВ	12354,479	131,983	-	752,828	13239,290	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	2647,858	2647,858	-	-	-
		Всього по кошторису	12354,479	131,983	-	3400,686	15887,148	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Зворотні суми	-	-	-	-	51,761	-	-	-
		у тому числі:								
		- від тимчасових будівель і споруд	-	-	-	-	51,761	-	-	-
		(15 %)								

Директор (або головний \_\_\_\_\_ .

інженер) проектної організації

Головний інженер проекту \_\_\_\_\_

Начальник відділу \_\_\_\_\_

Узгоджено:

Замовник \_\_\_\_\_

( назва організації, що затверджує )

### Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 20196,928 тис.грн.  
У тому числі зворотних сум 52,584 тис.грн.

^  
( посилання на документ про затвердження )

“ \_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

## ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Готель на 80 місць у місті Бориславі Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів

Складений в поточних цінах станом на 3 січня 2024 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2-1	<b>Глава 2. Основні об'єкти будівництва</b> Готель на 80 місць у місті Бориславі Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів	11239,891	68,491	-	-	11308,382
		----- - <b>Разом по главі 2:</b>	11239,891	68,491	-	-	11308,382
		<b>Разом по главах 1-7:</b>	11239,891	68,491	-	-	11308,382

1	2	3	4	5	6	7	8
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	<b>Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди</b> Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (3,1 %)	348,437	2,123	-	-	350,560
		-					
		<b>Разом по главі 8:</b>	348,437	2,123	-	-	350,560
		<b>Разом по главах 1-8:</b>	11588,328	70,614	-	-	11658,942
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	<b>Глава 9. Інші роботи та витрати</b> Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	135,583	0,826	-	-	136,409
		-					
		<b>Разом по главі 9:</b>	135,583	0,826	-	-	136,409
		<b>Разом по главах 1-9:</b>	11723,911	71,440	-	-	11795,351
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	<b>Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд</b> Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	294,884	294,884
		-					
		<b>Разом по главі 10:</b>	-	-	-	294,884	294,884
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	<b>Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи</b> Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	316,115	316,115
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	20,760	20,760
		-					
		<b>Разом по главі 12:</b>	-	-	-	336,875	336,875
		<b>Разом по главах 1-12:</b>	11723,911	71,440	-	631,759	12427,110
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	<b>Кошторисний прибуток</b>	3186,202	25,117	-	-	3211,319

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	<b>Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій</b>	-	-	-	740,755	740,755
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	<b>Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва</b>	422,061	2,572	-	22,743	447,376
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	<b>Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами</b>	-	-	-	-	-
		<b>Разом</b>	15332,174	99,129	-	1395,257	16826,560
		<b>Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ)</b>	-	-	-	4,213	4,213
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	4,213	4,213
		<b>Разом крім ПДВ</b>	15332,174	99,129	-	1399,470	16830,773
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	<b>Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)</b>	-	-	-	3366,155	3366,155
		<b>Всього по зведеному кошторисному розрахунку</b>	15332,174	99,129	-	4765,625	20196,928
		<b>Зворотні суми</b>	-	-	-	-	52,584
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	52,584

Директор (або головний інженер) проектної організації \_\_\_\_\_

Головний інженер проекту \_\_\_\_\_

Начальник відділу \_\_\_\_\_

Узгоджено:

Замовник \_\_\_\_\_

## 5 НАУКОВИЙ РОЗДІЛ

### 5.1. Призначення варіантів фундаментів

Проведемо конструювання двох варіантів фундаментів під колону по осях 5 і Т:

варіант I – монолітний залізобетонний фундамент,

варіант II - збірний залізобетонний фундамент.

Вихідні дані для розрахунку, інженерний розрахунок а також конструювання фундаменту ФНЗ-1 приведені у розділі 2 пояснювальної записки та на аркуші 5 графічної частини.

### 5.2 Розрахунок і конструювання монолітного з/б фундаменту ФНЗ-1м (варіант I)

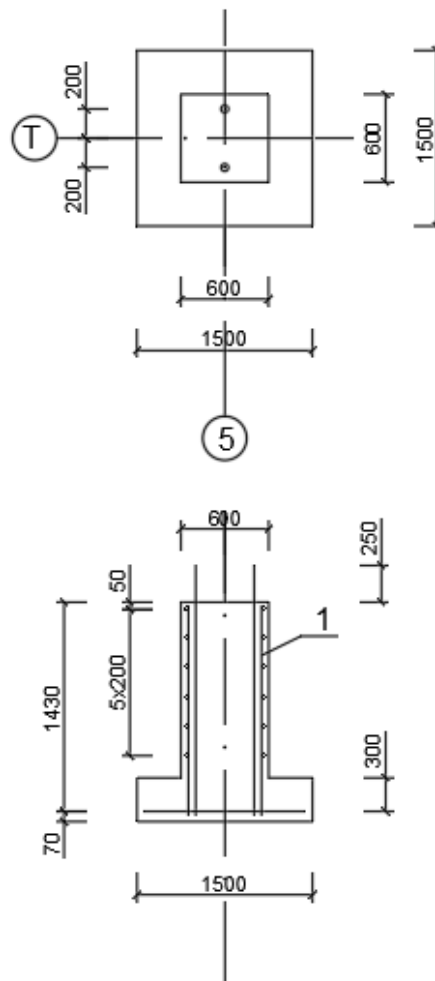


Рис. 5.1 Монолітний залізобетонний фундамент



## 5.3 Розрахунок і конструювання збірного з/б фундаменту ФНЗ-1з (варіант II).

Розрахунки проводимо у програмі “Мономах-САПР”

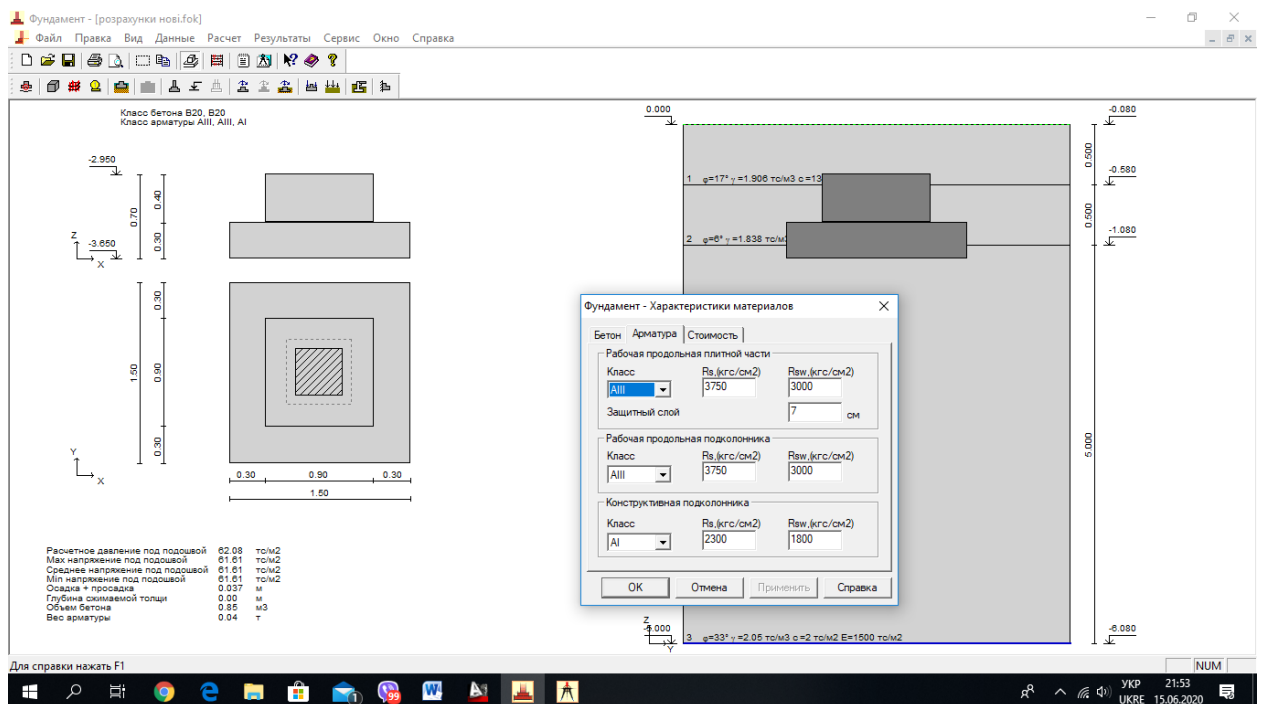
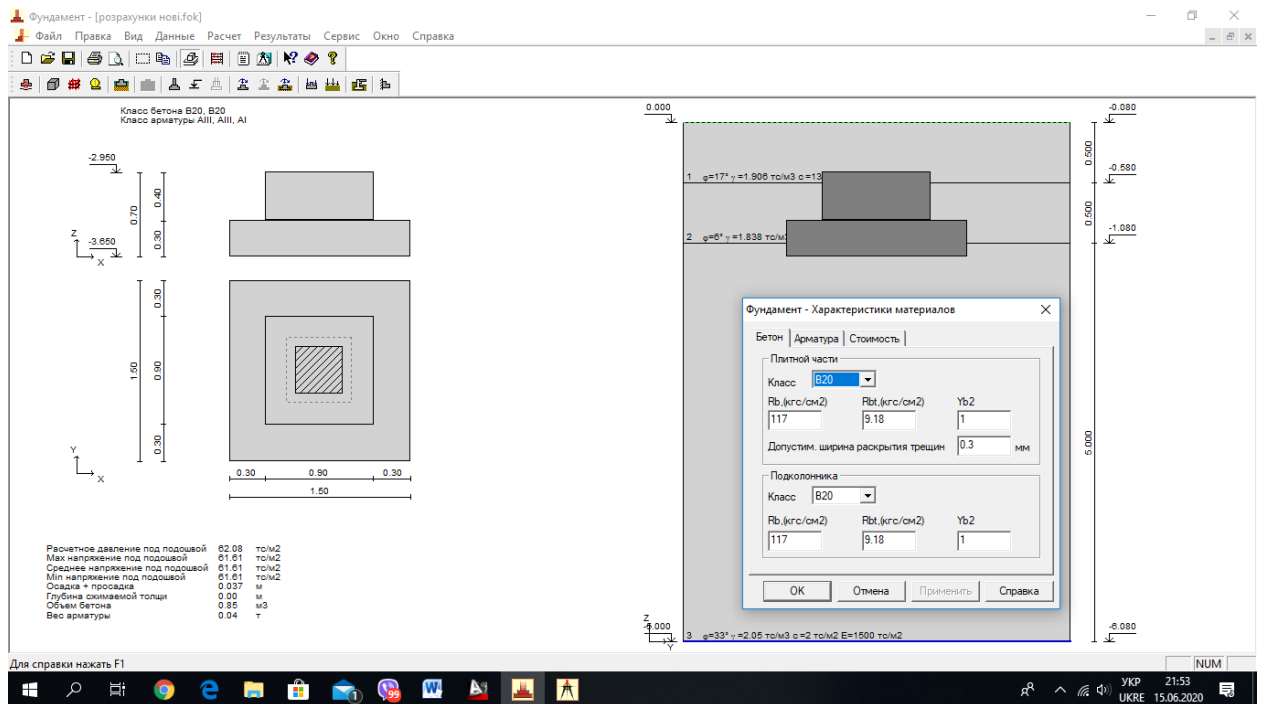


Рис. 5.2 Вихідні дані для розрахунку збірного залізобетонного фундаменту стаканного типу.

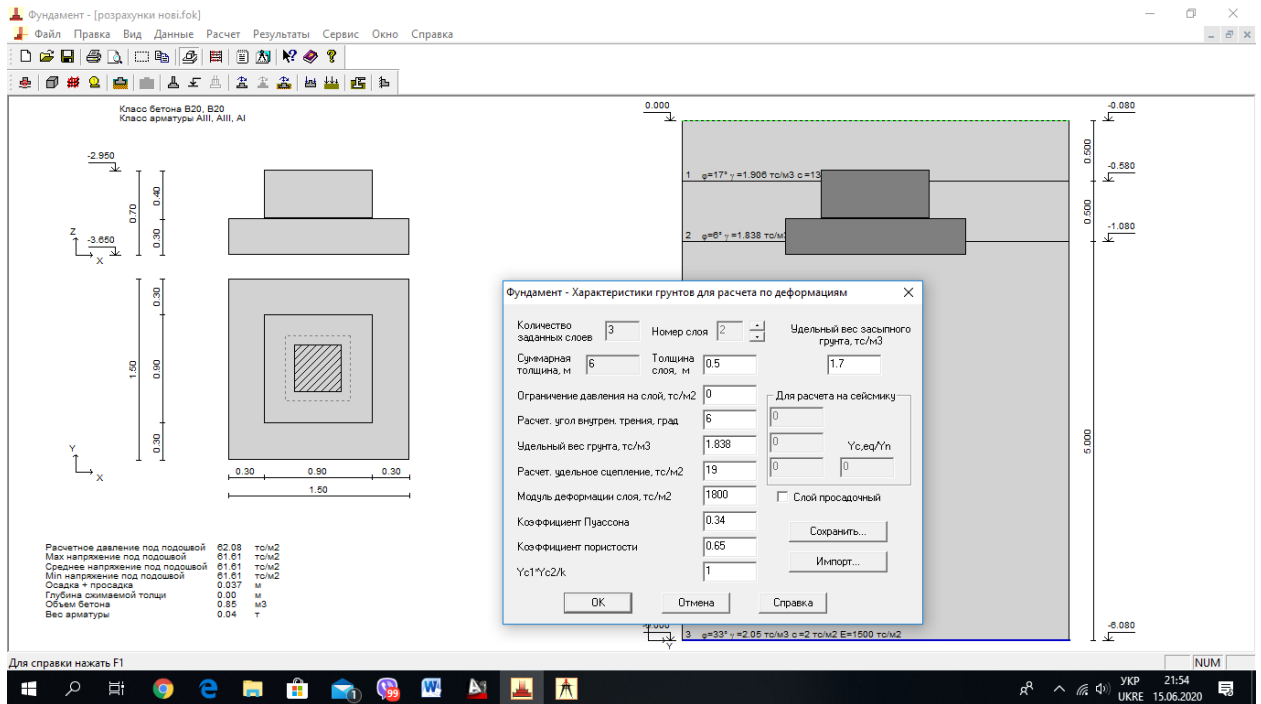
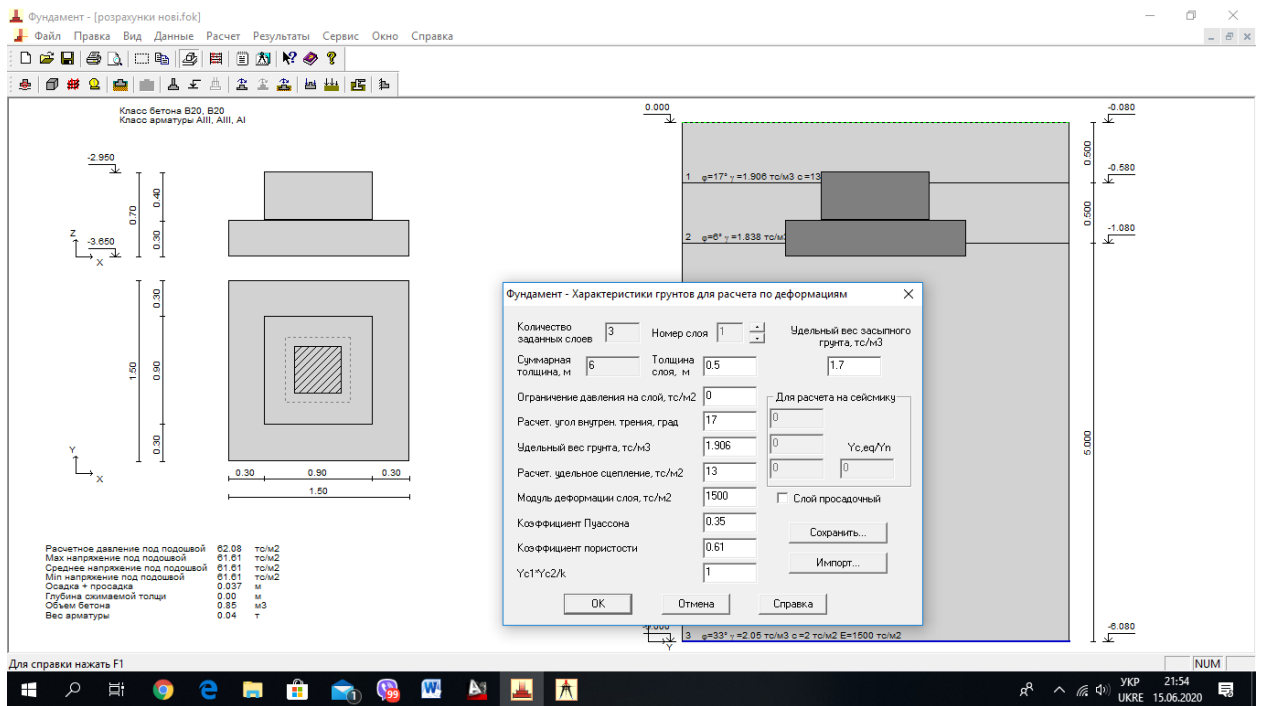


Рис. 5.3 Розрахунок ґрунтової основи.



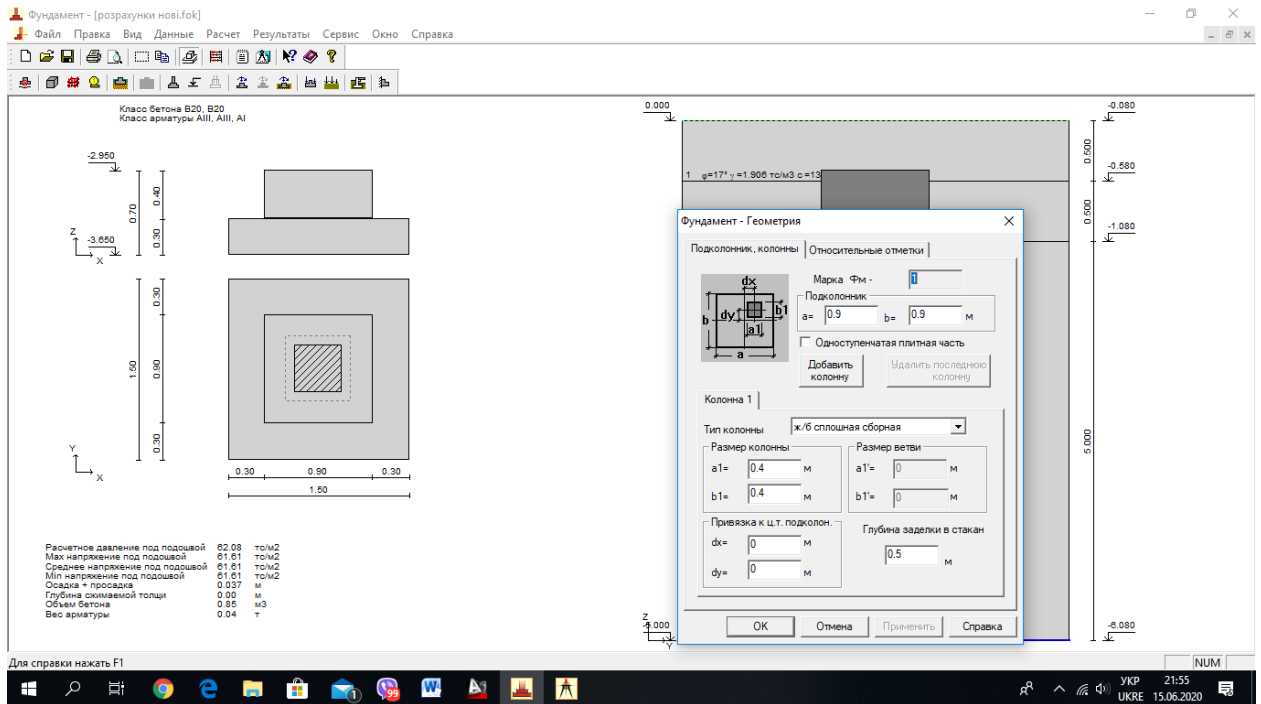
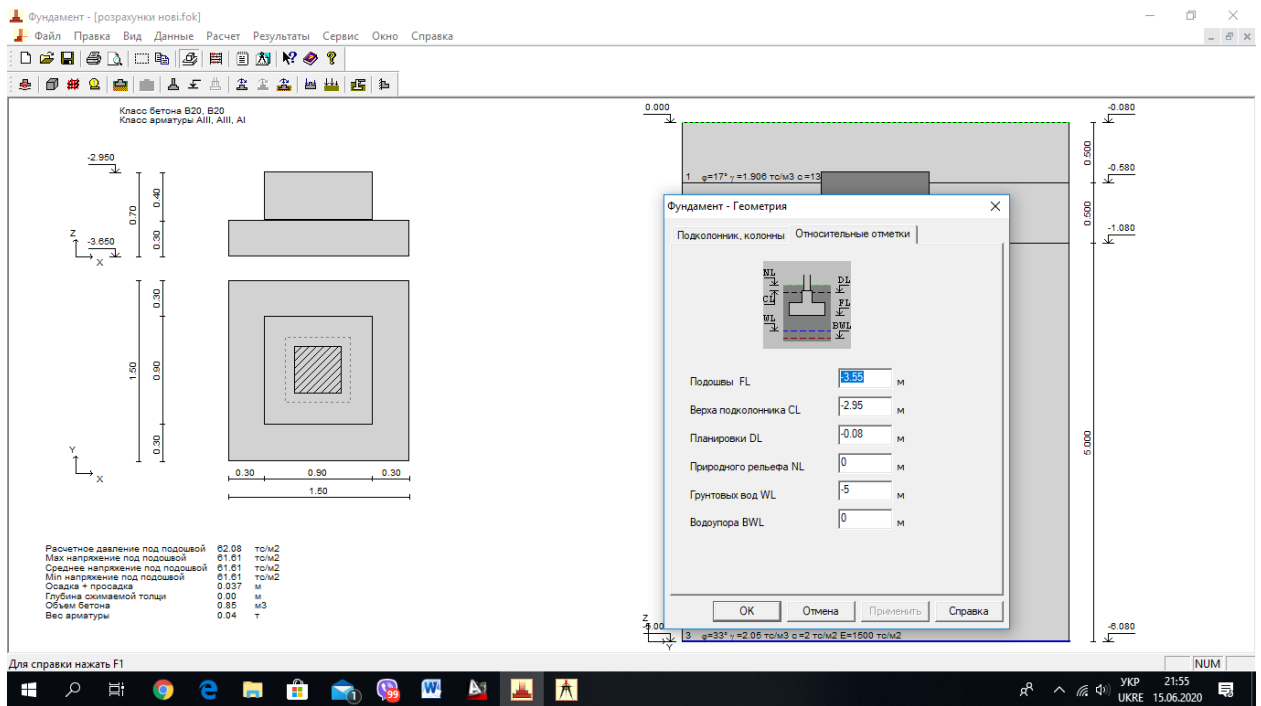


Рис. 5.5 Розрахунок армування фундаменту.

Поперечний переріз варіанту збірного залізобетонного фундаменту показаний на рис. 5.5

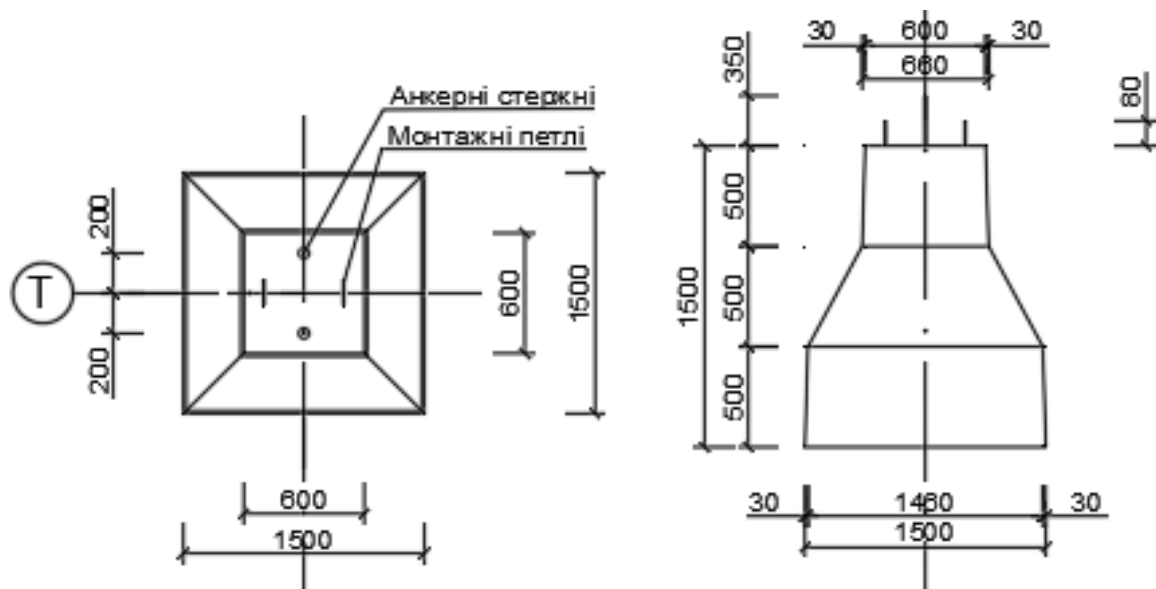


Рис. 5.6 Конструкція збірного залізобетонного фундаменту.

### 5.3 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

Об'єми робіт з влаштування варіантів фундаментів приведені у додатку

1. Техніко-економічне порівняння двох варіантів фундаментів проведене у табл. 5.1.

Табл. 5.1

#### ТЕП варіантів фундаментів

№ п/п	ТЕП	Варіанти фундаментів	
		I (монолітний варіант)	II (збірний варіант)
1	Кошторисна вартість, грн	30054	40980
2	Заробітна плата, грн	6103	4338
3	Трудомісткість, люд-год	102	70
4	Загальновиробничі витрати, грн	2628	1816
5	Витрати бетону, м <sup>3</sup>	9,088	-
6	Фундаменти збірні залізобетонні стаканного типу 2Ф15.15-2М, шт	-	1
7	Витрати арматурної сталі, кг	48	-
8	Об'єм земляних робіт, м <sup>3</sup>	10,2	10,2



## 6. РОЗДІЛ ОХОРОНИ ПРАЦІ ТА ДОВКІЛЛЯ

### 6.1 Виробнича санітарія

На будівельному майданчику в період будівництва передбачені тимчасові адміністративно-господарські і побутові приміщення пересувного і контейнерного типів. Тимчасові адміністративно-побутові будівлі з врахуванням необхідної віддаленості від зон виконання робіт, розміщення складських будівель, а також з врахуванням максимальної близькості до мереж тепло і водопостачання.

До санітарно-побутових приміщень відносяться: гардеробні, умивальники, душові, туалети, приміщення обігріву, пункти харчування.

Всі працюючі на буд майданчику повинні бути забезпеченні питною водою у відповідності до діючих санітарних норм. Питтєві доставки повинні бути розміщені на відстані не більше 75 м. від робочих місць. Працюючі в приміщеннях споруди, що будується, повинні бути забезпеченні засобами захисту від шкідливих газів, пилюки, а також протягів.

Для нормальних умов праці в закритих приміщеннях коливання температури повинно бути від 10 до 20°C. при важкій фізичній праці допускається температура до 10°C. відносна вологість повітря за цих самих умов має бути не більша 60%, а швидкість руху повітря – не більше як 0,3м/с.

Крім влаштування природної вентиляції ( працювати слід при відкритих вікнах), під час роботи треба користуватися різними захисними пристроями і спецодягом, призначеним тільки для роботи.

Користуючись вібруючими машинами/інструментом працювати слід у рукавицях. До експлуатації допускати тільки справні машини. Не допускати проведення понаднормових робіт з вібруючими машинами. До роботи з вібруючими машинами допускати осіб, що досягнули 18 років, пройшли попередній медичний огляд, мають відповідну кваліфікацію і здали технічний мінімум з правил безпечного виконання робіт.

Робочі місця на будівельному об'єкті повинні бути достатньо освітлені природним або штучним світлом. Для забезпечення природного світла необ-

хідно слідкувати за тим, щоб приміщення в якому виконують роботи, було очищене від зайвих матеріалів і пристроїв, пилу і бруду. Якщо природного світла недостатньо, то обладнують штучне освітлення. Електричні лампи повинні освітлювати робоче місце рівномірно, так, щоб не створювались різкі тіні від предметів пучки предметів не потрапляли на очі робітника, який працює.

Для захисту робітників від шкідливих виробничих факторів застосовують спеціальні індивідуальні захисні пристрої. Для захисту тіла людини, наприклад, використовують спеціальні одяг (комбінезон або штани і куртку) і взуття, придбані за рахунок будівельної організації. Для захисту органів зору застосовують спеціальні окуляри (ПО-1; № 5, ОЗ-Н тощо) з гумовою або шкіряною оправою, яка щільно прилягає до обличчя. Узимку внутрішню поверхню скла окулярів обробляють спеціальними сумішами, щоб воно не запотівало.

Перед початком роботи робітників повинен одягти спецодяг. Після закінчення робочого дня спецодяг чистять від пилу, бруду, сушать його в спеціальних приміщеннях і ховають в індивідуальний ящик або вішають в спеціально відведеному для цього місці.

На кожному об'єкті повинна бути аптечка з медикаментами та різними засобами для надання невідкладної допомоги.

## **6.2 Техніка безпеки**

### *Організація будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць.*

При організації будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць повинна бути забезпечена безпека праці працюючих на всіх етапах виконання робіт. При розміщенні ділянок робіт, робочих місць, проїздів, проходів визначаються небезпечні для людей зони, у межах яких діють або можуть діяти небезпечні виробничі фактори. Небезпечні зони повинні бути позначенні знаками безпеки й написами встановленого формату форми.



Проектом передбачено вирішення питань безпечної роботи крана відносно будівлі, яка зводиться. До початку робіт на будівельному майданчику влаштовуються під'їдні шляхи і тимчасові дороги. Ширина доріг – 7м, радіус закруглення – 12м. при трасуванні доріг повинні виконуватись наступні вимоги по дотриманню мінімальних відстаней:

Між дорогою і складським майданчиком :0,5-1м;

Між парканом буд майданчика і дорогою-1,5м;

На період будівництва для забезпечення пожежної безпеки передбаченні пожежні гідранти, які знаходяться на відстані 2,5мю від тимчасової дороги.

Буд майданчик обладнано телефонним і диспетчерським зв'язком. Проектом передбачено загально майданчикове рівномірне освітлення 2л.к, охоронне освітлення 0,5л.к і освітлення робочих місць 50л.к.

При організації робочих місць передбачено:

- освітлення робочих місць, огороження з навісними драбинами (згідно ГОСТ 12.4.0.59-89);
- забезпечення робітників спецодягом, взуттям, яке не ковзає, касками (згідно ГОСТ 12.4.87-84);

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць провадження робіт не повинна перевищувати 5км/год.

Ширина проходу до робочих місць повинна бути не меншою 0,6м, висота проходу не менше 1,8м.

#### Експлуатація будівельних машин

До початку робіт із застосуванням машин, виконроб повинен визначити схему руху й місце установки машин, місця й способи заземлення машин, що мають електропровід, указати способи взаємодії й сигналізації машиніста (оператора) з робітником – сигнальником, що обслуговує машину, визначити (при необхідності) місця знаходження сигнальника, а також забезпечити надійне освітлення робочої зони.

Місця роботи машин повинно бути визначене так, щоб був забезпечений простір, достатня для огляду робоча зона й маневрування. У випадку, коли машиніст або моторист, що управляє машиною, не має достатню оглядовість робочого простору або не бачить робітника-сигнальника, між машиністом і сигнальником необхідно встановити двохсторонній радіозв'язок або телефонний зв'язок.

При експлуатації машин повинні бути вжиті заходи, що попереджають їхнє перекидання або мимовільне переміщення під дією вітру або при наявності ухилу місцевості.

Для керування та обслуговування баштових кранів власник зобов'язаний призначити кранівників, які мають посвідчення на право керування баштовими кранами. Для стропування, підвішування вантажу на гак крана призначають стропальника. Як стропальники можуть допускатися й інші робітники, якщо вони пройшли навчання за професією, кваліфікаційною характеристикою якої передбачено виконання робіт зі стропування вантажу.

Для виконання обов'язків кранівника можуть бути призначені робітники, які досягли 18 років. Перед призначенням на роботу вони повинні пройти медичний огляд з метою визначення відповідності їх фізичного стану вимогам, що ставляться до цих професій. Під час роботи кранівник повинен мати при собі посвідчення на право керувати краном. Перед початком робіт проводиться огляд кранових колій, тупикових упорів, гнучкого кабіля, механізмів крана. Огляд крана має здійснюватися лише в неробочому стані і при вимкненому рубильнику, який подає напругу на кабель. При огляді крана кранівник повинен користуватися переносною лампою напругою, що не перевищує 42 В.

Не дозволяється виконувати зміну вильоту стріли крана в той час, коли вантаж зачіплюється або обв'язується, чи при його вивільненні. Підхід крана до кінцевих вимикачів повинен здійснюватися лише на сповільненій швидкості. Використання кінцевих вимикачів як робочих органів електродвигунів не дозволяється.

Робоча зона баштового крану обнесена інвентарною огорожею з попереджувачими знаками, що не допускають знаходження в цій зоні сторонніх людей.

### Вантажно-розвантажувальні роботи

Стропування вантажів варто робити інвентарним способом (стропами) або спеціальними вантажозахватними пристроями, виготовленим по затвердженому проєкті. Способи стропування повинні включати можливість падіння або ковзання застропиованого вантажу.

Вантажно-розвантажувальні операції з пилоподібними матеріалами необхідно виконувати механізованим способом. Ручні роботи з розвантаження цементу, у вигляді виключення, дозволяється застосовувати при його температурі не вище 40°C.

При розвантаженні автомобілів екскаватором або кранами шоферів й іншим особам забороняється перебувати в кабіні автомобіля.

### Ізоляційні роботи

При виконанні ізоляційних робіт і застосуванні вогнебезпечних матеріалів, що також виділяють шкідливі речовини, варто забезпечувати захист працюючих від впливу шкідливих речовин, а також від термічних і хімічних опіків.

Бітумну мастику варто доставляти на робоче місце як правило, бітумовозі або за допомогою вантажопідійомних машин. При необхідності переміщення гарячого бітуму на робоче місце в ручну, варто застосовувати металеві бочки, що мають форму усіченого конуса, зверненою широкою частиною вниз, із щільними кришками, що закриваються, і запірними пристроями.

При виконанні робіт із застосуванням гарячого бітуму декількома робітниками ланками відстань між ними повинна бути не менше 10м.

### Земляні роботи

Проведення земляних робіт у зоні дії підземних комунікацій варто здійснювати під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні кабелів, що перебувають під напругою, або діючого газопроводу, крім того, під спостереженням працівників електро- і газового господарства.

### Монтажні роботи

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

Способи стропування елементів конструкцій й устаткування повинні забезпечити їхню подачу до місця установки в положення, близькому до проектного.

Під час перерв у роботі не допускається залишати елементи конструкцій й устаткування у всякому положенні

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледі, грозі й тумані, що виключають видимість у межах фронту робіт. Не допускається знаходження людей під монтованим елементом конструкції й устаткування до установки їх у проектне положення і закріплення.

### Покрівельні роботи

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром разом із бригадою справності несучих конструкцій даху й огорожень.

При виконанні робіт на даху з ухилом  $>20^\circ$ , робітники повинні застосовувати запобіжні пояси. Місця закріпленням запобіжних поясів повинні бути зазначені майстром або виконробом.

Розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених ППР, із застосуванням заходів, які б виключали їхнє падіння, в тому числі і від впливу вітру.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість у межах фронту робіт, грози й вітру швидкістю 15 м/с і більше.

### Оздоблювальні роботи

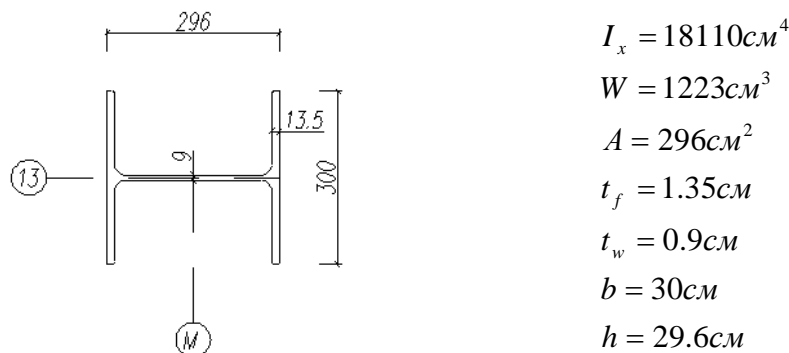
При виробництві штукатурних робіт із застосуванням розстворонасосних установок необхідно забезпечити двосторонній зв'язок з машиністом установки.

У місцях застосування нітрофарб й інших лакофарбових матеріалів і складів, що утворюють вибухонебезпечні пари, забороняються дії із застосуванням вогню та іскроутворення. Електропроводка в цих місцях повинна бути забезпечена або виконана у вибухобезпечному виконанні.

## 6.3 Розрахунок вогнестійкості колони

### 6.3.1 Вихідні дані

Проводиться розрахунок вогнестійкості колони закладжу торгівлі по втраті несучої здатності  $R$ . Колона розташована в буквеній осі М і цифровий 13.



$$I_x = 18110 \text{ см}^4$$

$$W = 1223 \text{ см}^3$$

$$A = 296 \text{ см}^2$$

$$t_f = 1.35 \text{ см}$$

$$t_w = 0.9 \text{ см}$$

$$b = 30 \text{ см}$$

$$h = 29.6 \text{ см}$$

Рис. 6.1 Переріз колони (двотавровий 30К1)

Матеріал колони	сталь	Навантаження на колону
C245:		$N = 219.3 \text{ кН}$
$R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$		$M = 218.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$
$C_{ст} = 0.105 \text{ ккал/кг} \cdot ^\circ\text{C}$		$Q = 52.13 \text{ кН}$
$\rho_{ст} = 7800 \text{ кг/м}^3$		Розрахункова довжина
$E_{ст} = 2.1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$		$l_{ef} = 964 \text{ см}$

### 6.3.2 Розрахунок вогнестійкості

Ексцентриситет:

$$e = M / N, \quad (5.3)$$

де  $M, N$  - розрахункові зусилля

$$e = 218.9 / 219.3 = 0.998 м$$

Визначуваний коефіцієнт втрати міцності по формулі:

$$\gamma_T = \frac{N}{R_y} \left( \frac{e}{W} + \frac{1}{A} \right), \quad (5.4)$$

де  $N$  - поздовжня сила,  $N = 22.4 т$

$R_y$  - розрахунковий опір,  $R_y = 2.45 т / см^2$

$e$  - ексцентриситет,  $e = 99.8 см$

$W$  - момент опору,  $W = 1223 см^3$

$A$  - площа перерізу,  $A = 296 см^2$

$$\gamma_T = \frac{22.4}{2.45} \left( \frac{99.8}{1223} + \frac{1}{296} \right) = 0.777$$

Визначуваний коефіцієнт втрати стійкості нагрітої колони по формулі:

$$\gamma_E = \frac{N l_{ef}^2}{\pi^2 E I_x}, \quad (5.5)$$

де  $l_{ef}$  - розрахункова довжина,  $l_{ef} = 964 см$

$E$  - модуль пружності матеріалу,  $E = 2.1 \cdot 10^6 кг / см^2$

$I_x$  - момент інерції,  $I_x = 18110 см^4$

$$\gamma_E = \frac{22400 \cdot 964^2}{3.142^2 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 18110} = 0.055$$

Знаходимо значення критичної температури даної колони:

при  $\gamma_T = 0.777$   $T_{кр} = 300^\circ$

при  $\gamma_T = 0.055$   $T_{кр} = 750^\circ$

За критичну температуру приймаємо менше з виявлених значень критичних температур, тобто  $T_{кр} = 300^\circ$

Визначаємо приведену товщину перерізу колони по формулі:

$$\delta_{np} = \frac{A}{\Pi}, \quad (5.6)$$

де  $A$  - площа поперечного перетину,  $A = 296 \text{ см}^2$

$\Pi$  - частина периметра перерізу, що обігрівається,  $\Pi = 177.4 \text{ см}$

$$\delta_{np} = \frac{296}{177.4} = 1.67$$

Визначаємо межу вогнестійкості колони  $R = 35 \text{ хв}$

Нормована межа вогнестійкості колони для III ступеня вогнестійкості складає  $R = 45 \text{ хв}$ , тому дана колона не задовольняє вимогам вогнестійкості.

У зв'язку з цим необхідно провести захист колони від дії вогню. Для захисту колони використовуємо обшивку в 2 шаруючи гіпсокартонном. Сумарна товщина  $\delta_0 = 2.5 \text{ см}$ , коефіцієнт теплоємності  $C = 0.184 \text{ ккал/кг} \cdot ^\circ\text{C}$ , щільність  $\rho = 800 \text{ кг/м}^3$ .

Визначаємо приведену товщину пластин для двотаврового перетину по осях  $x$  і  $y$  по формулах:

- для полички: 
$$\delta_{x(y)} = \frac{t_f}{2} \quad (5.7)$$

- для стінки: 
$$\delta_{x(y)} = 0.5 t_w \frac{h - 1.5 t_f}{h - 2 t_f - \delta_0} - 0.25 \frac{C \rho}{C_{cm} \rho_{cm}} \cdot \frac{\delta_0^2}{h - 2 t_f - \delta_0}, \quad (5.8)$$

де  $C_{cm}$  - коефіцієнт теплоємності стали,  $C_{cm} = 0.105 \text{ ккал/кг} \cdot ^\circ\text{C}$

$t_f$  - товщина полички двотавра,  $t_f = 1.35 \text{ см}$

$t_w$  - товщина стінки двотавра,  $t_w = 0.9 \text{ см}$

$h$  - висота двотавра,  $h = 29.6 \text{ см}$

$$\delta_{x(y)} = \frac{1.35}{2} = 0.675 \text{ см}$$

$$\delta_{x(y)} = 0.5 \cdot 0.9 \frac{29.6 - 1.5 \cdot 1.35}{29.6 - 2 \cdot 1.35 - 2.5} - 0.25 \frac{0.184 \cdot 800}{0.105 \cdot 7800} \cdot \frac{2.5^2}{29.6 - 2 \cdot 1.35 - 2.5} = 0.497 \text{ см}$$

Визначаємо межу вогнестійкості, якби приведена товщина була  $\delta_{x(y)} = 1 \text{ см}$ .

При  $\delta_0 = 2.5 \text{ см}$   $R^{\delta=1} = 70 \text{ хв}$

Визначаємо поправку до набутого значення, оскільки у заданій конструкції  $\delta_{x(y)}$  рівна не 1 см, а 0.675 см у полиці і 0.497 у стінки:

при  $\delta_0 = 2.5\text{см}$  маємо  $\Delta\tau = 13\text{хв}$

для полицки  $\Delta\tau = 13 \frac{(1-0.675)}{0.5} = 8.5\text{хв}$

для стінки  $\Delta\tau = 13 \frac{(1-0.497)}{1} = 6.5\text{хв}$

Значення межі вогнестійкості фанерованої колони

- по полиці:  $R = 70 - 8.5 = 61.5\text{хв}$

- по стінці:  $R = 70 - 6.5 = 63.5\text{хв}$

За шукану межю вогнестійкості приймаємо  $R_{розр} = 61.5\text{хв}$ , що відповідає нормованому значенню межі вогнестійкості колони  $R_{нр} = 45\text{хв}$

$$R_{розр} = 61.5\text{хв} > R_{нр} = 45\text{хв}$$



## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено 6 розділів, а саме: архітектурно-будівельний, розрахунково-конструктивний, технологічно-організаційний, економічний, заходи з охорони праці та довкілля та науковий. Пояснювальна записка має 95 сторінок. У ній розроблено об'ємно-планувальне рішення будівлі, проведено розрахунки і законструйовано елементи елементів металевої рами, фундаментів. Розроблено технологічну карту на влаштування металевого каркасу, об'єктний та зведений кошториси, міроприємства з охорони праці та довкілля, а також науковий розділ з області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів. Графічна частина налічує 7 листів, у яких розроблено генплан, плани, фасади і розрізи будівлі, конструкції каркасу та покриття будівлі, технологічну карту, календарний графік проведення робіт, будгенплан на проведення будівництва об'єкту.

У цілому у проекті детально розроблено основні конструкції і технологічні міроприємства для будівництва адміністративної будівлі. Розроблені у проекті рішення можна використати при проектуванні об'єктів такого типу, чи в реальному будівництві.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН 360-92 “Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень”. - К. : Мінрегіонбуд України, - 26 с
2. ДСТУ Н Б В.1.1-27-2010 Будівельна кліматологія.
3. ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель.
4. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення
5. ДБН В.2.5 - 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди.
6. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.
7. ДБН В.2.5 - 75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди.
8. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування.
9. ДБН В.1.1.7–2002. Пожежна безпека об’єктів будівництва
10. ДСТУ Б В.2.7-61-97 Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови.
11. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування
12. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування
13. ДБН В.2.1.-10-2009 Основи і фундаменти будівель і споруд.
14. ДБН В.1.1-12:2006 “Будівництво у сейсмічних районах України” — К.: Мінбуд України, 2006.– 84 с.
15. ДСТУ Б В.2.1- 2-96 (ГОСТ 25100-95). Ґрунти. Класифікація.
16. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві.
17. ДБН Д.2.2-99 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи.
18. ДСТУ Б В.2.1-8-2001 Відбирання, упакування, транспортування і зберігання зразків
19. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва
20. ДБН В.2.5-23:2010. Інженерне обладнання будинків і споруд. Проектування електрообладнання об’єктів цивільного призначення.
21. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1995. – 592 с.
22. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН 2.6.В–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 485 с.

- 23.Моргун А.С. Моделювання ефекту взаємодії «будівля–фундамент–основа» числовим методом граничних елементів : монографія / А.С. Моргун, І.М. Меть, А.В. Ніцевич. – Вінниця : ВНТУ, 2010. – 132 с.
- 24.Металеві конструкції / За редакц. Ф.Є.Клименка: Підручник. – 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. - 312с.: 320 іл.
- 25.Рунова Р.Ф., Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Носовський Ю.Л. В'язучі речовини: Підручник. – К.: Основа, 2012. – 448 с.
- 26.О.М. Шаповалов. Залізобетонні конструкції. – Харків: ХНАМГ. 2005. – 147с.
- 27.Горбатов В.С., Першаков В.М., Ткаченко С.І. Метали і зварка в будівництві: Навчальний посібник (англійською мовою). –К.:НАУ, 2005. 184с.
- 28.Васильченко О.В. Основи архітектури і архітектурних конструкцій / О.В. Васильченко. – Харків : УЦЗ України, 2007. – 257 с
- 29.Кінаш Р.І. Архітектурні конструкції виробничих будівель / Р.І. Кінаш. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 288 с.
- 30.Гнідець Б.Г. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції. Проектування, дослідження і впровадження в будівництво / Б.Г.Гнідець. – Львів: Львівська політехніка, 2014. – 260 с.
- 31.Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З.І.Котеньова. – Харків: ХНУБА, 2007. – 170 с.
- 32.Світлопрозорі огороження будинків. навч. посібник / О.Л. Підгорний, І.М. Щепетова, О.В. Сергейчук та ін. – К. : Видавець, 2005. – 282 с
- 33.Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. –28 с. – (Державні будівельні норми України)
34. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с.
- 35.Білявський Г.О., Буйленко Л.І., Навроцький В.М. Основи екології - теорія та практикум. К.: Лібра, 2002. 351 с.
- 36.Король В.П. Архітектурне проектування житла. Навчальний посібник. - К.: Фенікс.-2006.-274 с.
- 37.Охорона праці в будівництві: Навч. посіб. посібник / за редакцією Коржика Б. М. і Іванова В.М. - Харків: Форт, 2010. - 388 с.
- 38.Виробнича санітарія: Навч. посіб./Ткачук К. Н., Каштанов С. Ф. Зацарний В. В., Ткачук К. К. - К.: НТУУ«КПІ», 2009. - 323 с.