

**МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**01.06 – КМР 2358 “С” 2023.12.22 036 ПЗ**

**ГОНТИ ОЛЕГА БОРИСОВИЧА**

**2024 р.**

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет конструювання та дизайну**

**УДК 72.012:728.22:539.67**

**«ПОГОДЖЕНО»**

**Декан факультету  
конструювання та дизайну**  
(назва факультету)

\_\_\_\_\_ Ружи́ло З.В.  
(підпис) (ПІБ)

— ” листопада 2024 р.

**«ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ»**

**Завідувач кафедри будівництва**  
(назва кафедри)

\_\_\_\_\_ Яковенко І.А.  
(підпис) (ПІБ)

— ” листопада 2024 р.

**МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

на тему: «Проектування житлового будинку у м. Черноморськ із використанням демпфіруючих пристроїв»

Спеціальність \_\_\_\_\_ 192 – будівництво та цивільна інженерія  
(код і назва)

Освітня програма \_\_\_\_\_ «Будівництво та цивільна інженерія»  
(назва)

Орієнтація освітньої програми \_\_\_\_\_ освітньо-професійна  
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

**Гарант освітньої програми**

канд. техн. наук, доцент \_\_\_\_\_ Бакулін Євгеній Анатолійович  
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи**

д.т.н., професор \_\_\_\_\_ Мар'єнков Микола Григорович  
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

**Виконав**

\_\_\_\_\_ Гонта Олег Борисович  
(підпис) (ПІБ студента)

**КИЇВ – 2024**



1. Встановити доцільність побудови та обґрунтувати будівництво багатопверхового житлового будинку у сейсмічній зоні.

2. Застосувати та обґрунтувати систему сейсмічного захисту із використанням спеціальних конструктивних елементів – гумових високодемпфуючих сейсмоізоляторів на основі натурального каучуку.

3. \_\_\_\_\_

Перелік графічного матеріалу (за потреби) \_\_\_\_\_

Дата видачі завдання — \_\_\_\_\_ ” лютого 2024 р.

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи**

доктор технічних наук, професор,  
професор кафедри будівництва НУБіП України \_\_\_\_\_ Микола МАР’ЄНКОВ

**Завдання прийняв до виконання**  
студент 2 курсу магістратури БЦІ  
денної форми навчання \_\_\_\_\_

Олег ГОНТА

## ЗМІСТ

ЗМІСТ .....	5
Розділ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	7
1.1. Загальні відомості .....	7
1.2. Об'ємно-планувальні рішення .....	8
1.3. Зовнішнє оздоблення .....	8
1.4. Внутрішнє оздоблення.....	10
1.5. Конструктивні рішення .....	10
1.6. Технологічні рішення .....	12
1.7. Стоянки для легкових автомобілів .....	16
1.8 Заходи із технічної експлуатації.....	18
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА .....	23
2.1 Розрахунок пілону П4 .....	24
2.2. Розрахунок стіни С5.....	26
2.3 Розрахунок стіни С3/4 .....	27
3.4 Розрахунок стіни СК.....	28
РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ .....	30
3.1 Загальні відомості .....	30
3.2 Влаштування буроін'єкційних паль .....	30
3.3 Геологічні умови .....	33
3.4 Розрахунок фундаменту 25-ти поверхового житлового будинку .....	34
Розділ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА .....	38
4.2. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки .....	40
4.3. Організація і технологія будівельного процесу з влаштування горизонтальної опалубки.....	41
4.4 Бетонування .....	46
4.5. Демонтаж опалубки .....	48
РОЗДІЛ 5 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА .....	50
5.1. Будівельний генеральний план .....	50
5.3 Зведення будинку .....	52

5.4 Земляні роботи.....	53
5.5 Прокладання інженерних мереж .....	53
5.6 Виконання робіт в зимових умовах.....	54
5.7. Вказівки по контролю за якістю спорудження будівлі .....	55
5.8 Геодезичне забезпечення будівництва.....	55
5.9 Розрахунок площ складів .....	56
5.10 Заходи з пожежної та вибухової безпеки на будмайданчику.....	<b>Ошибка!</b>
	<b>Закладка не определена.</b>
5.11 Інструкція по техніці безпеки при виконанні монтажних робіт на будівельному майданчику .....	<b>Ошибка! Закладка не определена.</b>
РОЗДІЛ 6. ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА.....	60
РОЗДІЛ 7. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	64
АНАЛІЗ ДОЦІЛЬНОСТІ БУДІВНИЦТВА БАГАТОПОВЕРХОВОГО	
ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ	
ВИСОКОДЕМПФУЮЧИХ СЕЙСМОІЗОЛЯТОРІВ У СЕЙСМІЧНІЙ ЗОНІ 64	
7.1 Стан питання та задачі дослідження .....	64
7.2 Характеристика інженерно-геологічних умов майданчику будівництва .....	65
7.3 Конструктивне рішення будівлі .....	75
7.4 Інженерно-сейсмологічна характеристика майданчика будівництва.....	76
7.5 Конструктивне рішення фундаментів.....	76
7.6 Комп'ютерна модель будівлі .....	77
7.6.1 Опис розрахункової моделі .....	77
7.6.2 Навантаження і впливи .....	81
7.7 Розрахунок параметрів гумових ізоляторів.....	83
7.8 Результати розрахунку пальової основи будівлі .....	86
7.9 Результати розрахунків верхньої будови будинку .....	96
7.9.1 Модальний аналіз.....	96
7.9.2 Деформований стан будівлі.....	98
7.9.3 Результати розрахунку армування залізобетонних елементів будівлі .....	101
ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ .....	105
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....	108
ДОДАТКИ.....	111

## **Розділ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА**

### **1.1. Загальні відомості**

В проекті було запроектовано 25-поверховий житловий будинок закритого типу з вбудовано-прибудованими приміщеннями з повною інфраструктурою обслуговування мешканців та паркінгом на 118 м/місць в м. Черноморськ. Рельєф ділянки відносно рівний, абсолютні відмітки коливаються в межах 133,50-134,0м.

Будинок розташовано на двоповерховому стилісаті з під'їздами до напівпідземних автостоянок.

Запроектований житловий будинок, згідно генерального плану, знаходяться на відстані більше 50м від існуючих будинків. Таке розташування та інженерно-геологічні властивості ґрунтів унеможливають вплив будівництва на існуючі будинки.

Згідно вимог Управління Державтоінспекції під'їзд до житлового будинку здійснюється з вулиці, що проходить поруч, по пандусах на рівень покрівлі паркінга, який є наземним поверхом відносно вулиці, для пожежних машин передбачені під'їзди до всіх фасадів будинку.

Входи в житловий будинок та необхідний благоустрій території розміщено на покрівлі паркінгу, з якої влаштовано сходи для зв'язку з береговою смугою ставка.

Відстані між житловими будинками прийняті згідно розрахункам інсоляції, протипожежним нормам (ДБН-360-92, п 3.13 та додаток 3.1, табл 1), особливостями відведеної території та забезпечують розташування благоустрою, під'їздів до будинків (у т. ч. пожежних під'їздів). Відстань до існуючої водойми прийнято згідно Водному кодексу України (стаття 88 до ставків площею понад 3га – 50м).

В зв'язку з тим, що паркіг займає більшу частину відведеної під забудову території під'їзди до будинків та благоустрій розміщено на його покрівлі. Проектом передбачено комплексний благоустрій території з асфальтобетонними проїздами, похідними доріжками, а окриттям ФЕМ, розміщення декоративних лав,

світильників, урн для сміття. На території запроектовано майданчик відпочинку, зони відпочику з прогулочними доріжками, господарчі майданчики, майданчики тимчасового зберігання автомобілів.

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

За відносну відмітку будинку  $\pm 0,00$  прийнято відмітку чистої підлоги 1-го поверху, що відповідає абсолютній відмітці 138,30. Житлова частина будинків запроектована на 130 квартир, які обслуговуються ліфтовим блоком з трьох ліфтів, один з яких, вантаопажирський, та незадимлюваними сходами. Також запроектовано ліфт для пожежних підрозділів з окремим входом та виходом на типовий поверх через повітряну зону.

Житло розміщено з 2-го по 24 поверхи. Висота поверхів різна. Для типових поверхів висота поверху становить 3м, 23-го поверху – 3,3м, 24-го поверху – 3,6м, висота підвалу коливається від 3м до 3,7м. Вхідна група приміщень в житло розміщена на 1-му поверсі будинку, відм.  $\pm 000=138,30$ , тут знаходиться вестибюль з приміщенням для чергового, ліфтовий хол, вихід з незадимлюваних сходів. Також на 1-му поверсі знаходиться сміттекамера, електрощитова, приміщення телефонного вузла, ліфтовий хол та ліфт для пожежних підрозділів.

На 23-24-ому поверхах запроектовані квартири в двох рівнях. Орієнтація жилих кімнат відповідає нормативним вимогам інсоляції. Вбудовані приміщення офісів розміщені на першому поверсі, з індивідуальними входами.

## **1.3. Зовнішнє оздоблення**

Проектом передбачається облицювання будинку вентиляльованим фасадом.

Вентиляльований фасад (рис. 1.1, 1.2) складається з утеплювача та облицювальних плит. Утеплювач кріпиться в два шари до зовнішньої сторони цегляних стін та залізобетонних пілонів. Товщина утеплювача визначається теплотехнічними розрахунками (2 шари утеплювача „PAROK” товщиною 60мм, разом 120мм, причому верхній шар обов'язково містить вітрозахисну плівку). Зовнішнє утеплення дозволяє отримувати точку роси в першому від стін шарі, а це, в свою



чергу, забезпечує знаходження несучих і огорожувальних конструкцій в сухих умовах (промерзання практично неможливе).

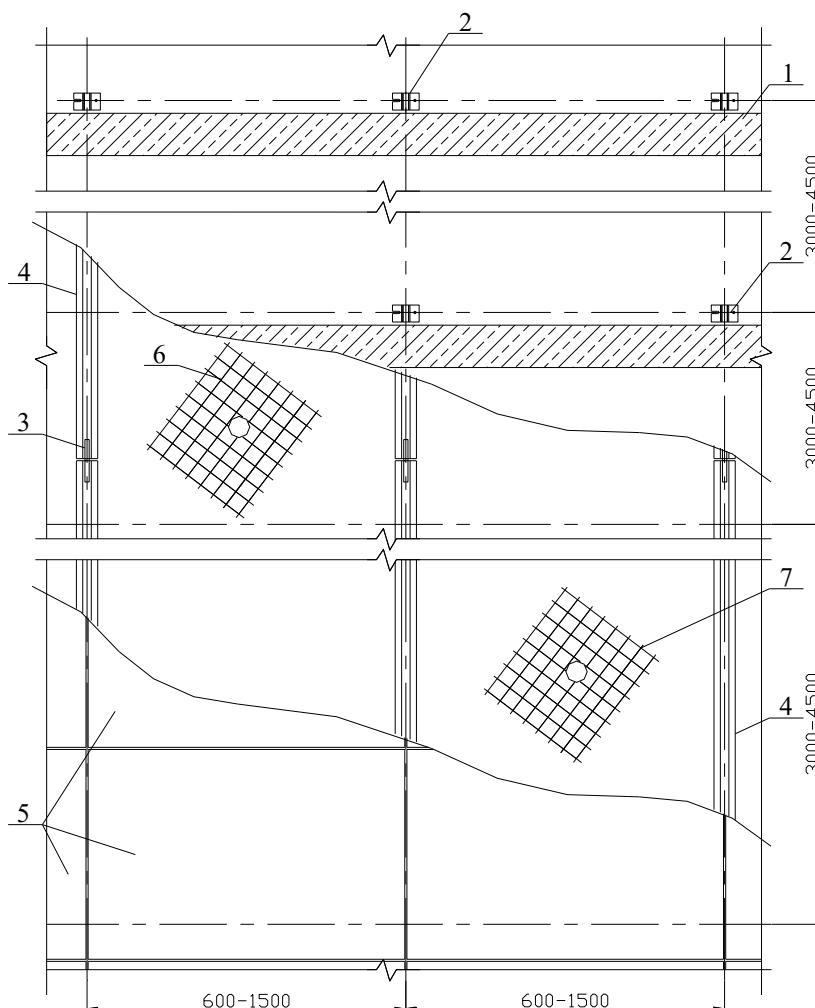


Рис. 1.1. Фрагмент конструктивного рішення фасаду:

1 - залізобетонна плита перекриття; 2 – кронштейн; 3 – труба алюмінієва з'єднувальна; 4 – направляючий профіль; 5 – касета алюмінієва; 6 – утеплювач; 7 – утеплювач з вітрозахисною плівкою.

Облицювальні плити – алюмінієві касети з фарбованого алюмінію фірми „Novelis” – кріпляться до залізобетонного каркасу будівлі через систему стояків та закладних деталей.

Починаючи з 13 та з 17 поверхів і вище замість вікон будуть встановлені вітражі системи „Alum1”, що збільшує світловий проом та освітленість приміщень у порівнянні з вікнами.

Оновний колір алюмінієвого фасаду – срібний „SunriseSilver”. На 2-7 поверхах він чередується з сім „Normgaaaluminium”, а скляні пройоми вітражів з голубими

обманками. На фоні поруч розташованого озера, голубого неба з білими хмаринками при погляді на будинок виникає справжнє естетичне задоволення.

Огородження ложій – металеве, з зовнішньої сторони облицьоване голубим алюмінієм.

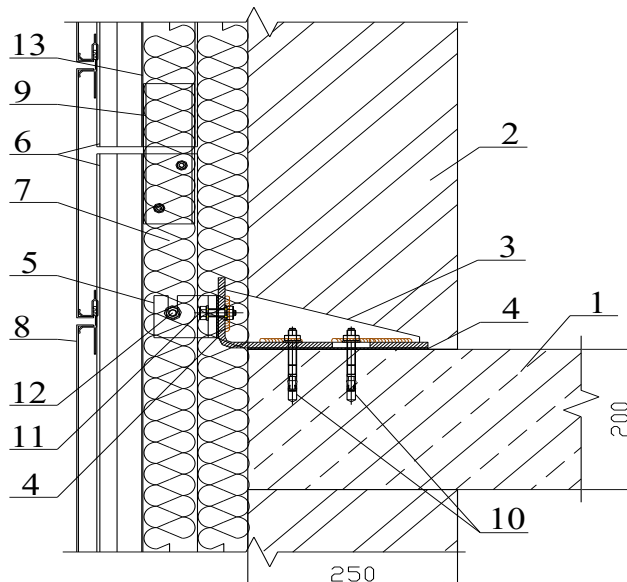


Рис. 1.2. Облицьовання фасаду будинку вентиляльованим фасадом:

1 - залізобетонна плита перекриття; 2 – цегляна стіна; 3 – оцинкована металічна закладна деталь; 4 – АБС-пластик; 5 – кронштейн; 6 – направляючий профіль; 7 – утеплювач; 8 – касета алюмінієва; 9 – труба алюмінієва з'єднувальна; 10 – анкер клиновий М10; 11 – болт М40х10; 11 – болт М60х10; 13 – вітрозахисна плівка.

#### 1.4. Внутрішнє оздоблення

Внутрішнє оздоблення квартир: тіни – тепла штукатурка, безпісчанка; підлоги - цементна стяжка, стелі - безпісчанка. Внутрішнє оздоблення місць загального користування: стіни та пілоги ветибюлю та ліфового холу 1-го поверху-керамічна плитка; стіни ліфтового холу та сходової клітини типових поверхів- декоративна штукатурка, підлоги - мозачні. Можливі зміни в внутрішньому оздобленні квартир в залежності від побажань замовника та влаників квартир.

#### 1.5. Конструктивні рішення

Житловий корпус спирається на пальовий фундамент, заведений в глини-мергелі. Палі буроін'єкційні  $d=620\text{мм}$  з гідротехнічного бетону С20/25. Відмітка підвальних приміщень в житлових будинках - 134,70, а ідмітка підлоги підземної авостоянки - 133,80. Розрахункве навантаження на палю – 200т. По

палям виконується монолітний залізобетонний ростверк – плитний товщиною 1,6м. Для ростверків застосовується бетон С25/30 класу W4 по водонепроникності.

Житловий будинок запроектовано з монолітним залізобетонним каркасом. Каркас - в'язовий. Плити перекриття - безбалочні товщиною 200мм над типовим поверхом, над підвалом та горищем - 220мм. Матеріал конструкцій – бетон С25/30. Як діафрагми жорсткості використовуються стіни ліфтів, сходових клітин, а також стіни, які відокремлюють квартири від приміщень спільного користування та міжквартирні. Товина стн 350, 300, 250, 200 і пілонів перерізом 1600, 1000\*600, 500, 400, 300мм змінюється по висті будинків. Місця зміни товщини пілонів і стін – над перекриттям підвалу, над перекриттям 1 поверху, над перекриттям 12 поверху. Матеріал вертикальних монолітних конструкцій - класу С25/30. Просторова система створена залізобетонними стінами та плитами перекриттів забезпечує стійкість кожного корпусу в бох напрямках.

Зовнішні стіни підземної частини будинків – монолітні, армовані. Гідроізоляція, звернух до земі поверхней стін - рулонна, оклеєчна (2шари євроізолу). Зовнішні стіни будинків вище відм.0.00 - цегляні фахверкові товщиною 250мм, поповерово спираються на залізобетонні перекриття. Цегляні простінки анкеруються до залізобетонних пілонів та стін. Утеплення стін - зовнішнє, системи „PAROK”.

Сходи - збірні, залізобетонні по серії 1,151,1. Ліфтові шахти виконуються з залізобетонних панелей завтошки 120мм. Шахти не мають дотику з залізобетонними конструкціями каркау. Це повинно забезпечити відсутність шуму в житлових приміщеннях під час роботи ліфтів. Пергородки міжквартирні цегляні 250мм всі інші-120мм. Нд всіма приміщеннями житлових будинків запроектовано горище. В зоні горища над сходово-ліфтовими холами розташовано венткаери підпору повітря в ліфти та витяжні венткамери автостоянок. Теплоізоляція покриття з мінераоватних плит. Порівельний килим рулонний, з захисним шаром. Для надання вразності фасаду житлвих корпусів над горищем на відм. 72,10-73,70 виконується скатний дах складної конфігурації. Несучі кострукції

покриття - стлеві з фасоого прокату, спираються на монолітні залізобетонні пілони та діафрагми.

На першому поверсі житлових будинків розташовані приміщення офісів. Тимчасові навантаження на перекриття вбудованих офісів –  $200\text{кг}/\text{м}^2$ , тимчасові навантаження на типових житлових поверхах –  $150\text{кг}/\text{м}^2$ , в технічних приміщеннях -  $500\text{кг}/\text{м}^2$ .

Клас відповідальності будинків - II. Значення коефіцієнта надійності - 1,0. Величина горизонтального переміщення верх корпусів  $1/500H$  (висота будинку).

У стилобатній частині розташований одноповерховий паркінг. Стилобат розбитий на п'ять відсіків. Конструктивне рішення відсіків однакове. Колони монолітні залізобетонні. Зовнішні стіни підземної частини паркінгу – з бетонних блоків з монолітними залізобетонними шпонками та монолітні. Стіни вище відмітки землі – теплені.

Фундаменти підземної атостоянки – пальові. Під стіни проектується палі діаметром  $d=620\text{мм}$  з гідротехнічного бетону C20/25. Під колони – палі висячі  $d=820\text{мм}$  з армуванням верхньої частини палі. Ростверки під стіни – стрічкові. Під монолітною залізобетонною ковдрою підлоги паркінгу (товщиною 150мм) відсипається шар щебеню товщиною 200мм для захисту від ґрунтової вологи.

В стилобатній частині розташовано вбудовану трансформаторну станцію з підпільним комунікаційним каналом, виконаним в монолітних конструкціях.

Перекриття над стилобатними приміщеннями, розташованими вище землі, - з монолітного залізобетону, суміщене з перекриттям будинку.

## 1.6. Технологічні рішення

Технологічна частина проекту житлових будинків з вбудованими приміщеннями розроблена відповідно до:

- ДБН В 2.2-9-99 "Громадські будівлі та споруди";
- ДНАОП 7.1.00-1.01-96\* "Правил охорони праці для об'єктів роздрібноі торгівлі";

- ДНАОП 7.1.30-1.02-96 "Правил охорони праці для об'єктів громадського харчування";

- САНПіН 42-123-5777-91 „Санітарні правила для підприємств громадського харчування, що включаютьв себе кондитерські цехи та підприємства, що вироблюють м'яке морозиво";

- архітектурно-будівельних креслень.

Вбудовані приміщення в житловому будинку розташовані на першому і, частково, - підвальних поверхах.

Вбудовані приміщення в итловому будинку призначено для реалізації продовольчих товарів промислового виробництва, а, також, непродовольчих товарів; аптечної продкції; для надання послуг громадського харчування, спортивно-розважальних для населення даного мікрорайону. Крім того передбачено послуги поутових служб: культурно-масового обслуговування, по вивченню іноземних мов, комп'ютерних технолгій, а також передбачено площі під офісні приміщення.

Об'ємно-планувальне рішення підприємства торгівлі та громадського харчування розроблно відповідно вимог раціональної ехнології по організації вантажопотоків забезпечення ваємозв'язків різних стадій технологічного процесу , впровадження механізації ,прийманні вантажів і максимального скорочення протяжності вантажопотоків, створення максимуму зручностей для відвдувачів, дотримання санітарних норм на виробництві.

У проекті передбачено наступнерозміщення вбудованих приміщень у житловому будину:

Підвал - *вбудоване приміщення №18* - прийальний пункт хімчистки на 3 робочих міся;

Першийповерх:

- *вбудовані приміщення №9,10* - офісні а 16 робочих місць;

- *вбудоване приміщення №11* „Салон краси" на 14 робочих місць;

- *вбудоване приміщення №12* - "ентр культурно-масового обслуговування на 30 місць".

В вбудованому примієннї №18 в пїдвалї буднку запроектований приймальний пункт хїмчїстки на 3 робочїх мїсця.

До складу приймального пункту увїйшли: зал прийому та видачі одягу, примїщення для зберїгання чїстого одягу, примїщення для зберїгання брудного одягу, кїмната персоналу з санвузлом.

Вбудоване примїщення № 9 запроектоване на першому поверсї будинку. До нього увїйшли: двї робочї кїмнати на 4 робочїх мїсця, вестибюль, примїщення для прийому їжї, санвузол. Робочї кїмнати оснащєні офїсними меблями, офїсними комплектами, банкївським сейфом.

Примїщення для прийому їжї оснащєно пристїнними кухонними меблями з мїйною ванною, мїкрохвїльовою пїччю, холодильною шафою.

Режим роботи офїсу - одна змїна. Кїлькїсть обслуговуючого персоналу - 1 чоловїк.

Вбудоване примїщення № 10 (офїси на 12 робочїх мїсць) знаходяться на першому поверсї. До його складу увїйшли чотири робочї кїмнати, вестибюль, пїдсобне примїщення, санвузол, комора прибирального реманенту, примїщення для прийому їжї. Робочї кїмнати оснащєно офїсними меблями, пристїнними офїсними комплектами, сейфом. Примїщення для прийому їжї обладнано прнстїнними кухонними меблями з мїйною ванною мїкрохвїльовою пїччю, холодильною шафою.

Режим роботи офїсїв - одна змїна. Кїлькїсть обслуговуючого персоналу - 2 чоловїки.

Вбудоване примїщення № 11 – Салон краси на 14 робочїх мїсць запроектовано на першому та другому поверхах будинку. В салонї передбачено роздїлення потокїв: вхїд персоналу і вїдвїдувачїв. На першому поверсї розташованї наступнї примїщення: вестибюль, гардероб для вїдвїдувачїв, мїсце адмїнїстратора продажем; масожний, солярїй, косметична зала, чоловїча зала перукарнї, жїноча зала перукарнї, венткамера, санвузли для вїдвїдувачїв, комора притирального реманенту , комора використаної бїлизни, пїдсобне примїщення,

приміщення миття голов при чоловічій залі. На другому поверсі запроектовано приміщення: кабінет иректора, бухгалтера, гардероб персоналу, і комора для зберігання миючих засобів, кімната для зберігання чистої білизни, кімната для прийому їжі, санвузол для персоналу, комора прибирального реманенту. В вестибулі для відвідувачів передбачено диван, ксло, журнальний стіл, а таож стійка адміністратора, прилавки-вітрини, стелажі універсальні, комп'ютерно-касовий апарат. Педидюрний кабінт оснащено наступним обладнанням: кріслом педидюрним, устновкою педидюрною, кріслом айстра, вішалкою з плечиками, баком для використаної білизни, стерлізатором температурним і тумбою, возиком для педидюрного кабінету, прибором для сухого педидюру, шафою для кабінету, рукомийником.

В масжному кабінеті передано обладнання: кушетка масажна, вішалка з плечиками, візок перукарський, шафа для чистої білизни, стіл для запису клієнтів, стілець що обертається, бак для використаної біизни, рукомийником, душем. Комора використаної білини обладнана ларями. В приміщенні солярія встановлено: солярій вертикальній, стіл для запису, стілець що обертається, вішалка з плечками, бак для вкористаної білизни. Чолоічий і жіночий тип перукарні осащено обладнанням: туалетами перукарськими, кріслами перукарськими, робочими місцями для мийки голови, апаратом для сушки волосся, феном, клімазоном, вапоризатором, шафами - лабораторіями з вбудованими мийками, шафою - лабораторією для фарб, візками перукарськими, стерилізатором ультрафіолеовим з тумбочою, полом манікюрним, стільцями, що обертаються, баками для використаної білизни.

В космтичному кабінеті передбачено: крісло косметологічне, косметологічний комбайн, шафа - лабораторія, візок для кабінету, крісло майстра, стерилізатор ултразвуковий з тубою, стіл для запису, стілець що обертається, шафа для чистої білизни, бак для використанної білизни, стіл, вішалка з плечиками.

Режим роботи салону – 1,5 зміни. Штат в максимальну зміну складає - 19 чоловік; в тому числі виробничий - 14 чоловік, допоміжний (прибиральниці, гардеробник) - 3 чоловіки, адмінперсонал - 2 чоловіки.

*Вбудоване приміщення № 12* - Центр культурно-масового обслуговування на 30 місць людей, що навчаються включає в себе: студію живопису та малюнку на 8 місць, кружок художньої вишивки та в'язання на 14 приміщення. В вестибюлі встановлена стійка адміністратора з комп'ютерно-касовим апаратом. Приміщення - студія живопису та малюнку обладнана: мольбертом, стільцями, підставками для діапроектора.

На другому поверсі запроектовано кабінет директора і бухгалтерія що обладнані офісними меблями. Передбачена кімната персоналу з шафами для обслуговуючого персоналу і обіднім столом на 4 місця зі стільцями. На цьому ж поверсі - санвули для персоналу та кмора прибирального реманенту.

Режим роботи Цента – 1,5 зміни.

### **1.7. Стоянки для легкових автомобілів**

Автостонку запроектовано наземно типу та призначено для зберігання легкових автомобілів, належних громадянам.

Схемою розташування легкових автомобілів підтверджується можливість їх зберігання на рівні -4,500 у кількості 225 машин.

За розрахунковий автомобіль прийнятий легковий автомобіль середнього класу з максимальними габаритними розмірами 5,0\2,0x2,0м. типу ГАЗ-3102 „Волга" з робочим об'ємом двигуна до 3,5 л, з міімальним зовнішнім габаритним радіусом повороту 6,2 м.

Режим роботи автостоянки - цілодобовий без вихідних та святкових днів.

Для організації зберігання легкових втомобілів передбачено паркування за участю водіїв, в залежності від їх габаритних розмірів на машиномісцях згідно з технологічним плануванням. Проектом передбачені раціональні проїзди та розтаування автообілів.



Підлога має розмітку стійкою фарбою, яка визначає місця встановлення автомобілів та проїзди.

До паркінгу автотранспорт заїжджає з вулиці, що розміщена поруч, безпосередньо з поверхні землі по прямолінійним рампам. Рампи запроектовані згідно діючих норм.

Паркінг поділено на 3 протипожежні відсіки, сполучаються між собою протипожежними воротами, згідно діючих норм. З метою збереження легкових автомобілів передбачається влаштування постів охорони з санвузлом. Для в'їзду (та виїзду) машин з приміщення передбачено секційні ворота, які керуються охороною з приміщення КПП.

Для евакуації людей (при пожежі) забезпечено аварійні виходи у необхідній кількості згідно діючих норм. Приміщення автостоянок обладнуються установками автоматичного гасіння. На шляхах евакуації людей (при пожежі) передбачені світлові вказівники.

Шляхи руху автомобілів в середині автостоянок передбачено забезпечити орієнтуючими водіїв вказівниками.

В приміщеннях автостоянок на шляхах руху автомобілів та на машино- місцях, а також по периметру колон, передбачені колесовідбійні пристрої шириною 0,2м і висотою 0,1м. Зовнішній радіус розвороту - 6,2м. Конструкція колесовідбійного пристрою виключає передачу шуму та вібрації.

Для зручного та безпечного обслуговування водіїв-інвалідів на стоянках передбачені спеціально обаштовані місця, які розташовані поблизу евакуаційних виходів.

Надземний паркінг запроектовано закритим опалювальним. При перевищенні концентрації СО включається витяжна вентиляція. Передбачено прибирання приміщення автостоянки за допомогою підлогоприбиральної машини для сухого прибирання підлоги.

## 1.8 Заходи із технічної експлуатації

Згідно Постанови КМ України від 05.05.1997 року, № 409 «Про забезпечення безпечної та надійної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж» Держбуд та Держнаглядохоронпраці України затвердили низку нормативних документів метою яких є підвищення рівня технічного обслуговування будівельних конструкцій, забезпечення експлуатаційної придатності будівель, споруд та інженерних мереж з параметрів фізико-технічного стану, довговічності та морального зносу.

Повинні бути забезпечені чотири головні групи якостей запроєктованої будівлі:

- функціональна – будівля повинна щонайкраще відповідати своєму призначенню, а тому періодично необхідно робити перепланування, модернізацію і реконструкцію;

- технічна – будівля повинна успішно протистояти зовнішнім і внутрішнім впливам, бути ремонтпридатною; тому необхідно стежити за технічним станом конструкцій, робити захист, посилення, а при необхідності – заміну;

Будівля, що підлягає реконструкції, відповідно до визначальних експлуатаційних вимог:

- має високу надійність, тобто виконує задані їм функції у визначених умовах експлуатації протягом заданого часу, при збереженні значень своїх основних параметрів у встановлених межах;

- є зручною і безпечною в експлуатації, що досягається раціональними плануваннями приміщень і розташуванням входів, сход, ліфтів, засобів пожежегасіння, причому для ремонту і заміни великогабаритного технологічного устаткування в будинку передбачені люки, прорізи і кріплення;

- є зручною і простою у технічному обслуговуванні і ремонті, тобто дозволяє здійснювати його на можливо великому числі ділянок, має зручні підходи до конструкцій, введення інженерних мереж без демонтажу і розбирання для оглядів і обслуговування з гранично низькими витратами на допоміжні операції, дозволяє застосовувати передові методи праці, сучасні засоби автоматизації і механізації,

збірно-розбірні пристрої для обслуговування важкодоступних конструкцій, а також має пристосування для кріплення колісок, джерел струму та ін.;

- є ремонтпридатною, тобто конструкції будівлі пристосовані до виконання

- більш економічна у процесі експлуатації, що досягається застосуванням матеріалів і конструкцій з підвищеним терміном служби, а також мінімальними витратами на опалення, вентиляцію, кондиціонування, висвітлення і водопостачання;

- має зовнішній архітектурний вигляд, що відповідає її призначенню, розташуванню в забудові, а також приємна для огляду.

Технічне обслуговування і ремонт (технічна експлуатація) будинків являють собою безперервний динамічний процес, реалізацію визначеного комплексу організаційних і технічних заходів по нагляду, догляду та усім видам ремонту для підтримки їх у справному, придатному до використання по призначенню стані в перебігу заданого терміну служби.

Експлуатація будинків регламентована Положеннями про системи планово-попереджувального ремонту: Положенням про проведення ППР житлових і суспільних будинків. Стройиздат, 1964; Положенням про проведення ППР виробничих будинків. Стройиздат, 1974. У них визначені принципи організації експлуатації основних типів БС, усі вони класифікуються по групах і для них установлені середні терміни служби, види, періодичність оглядів і ремонтів, а також роботи, що відносяться до поточного та капітального ремонтів.

Першорядне значення в експлуатації будинків має своєчасний контроль їхнього технічного стану, перевірка справності будівельних конструкцій та інженерного устаткування. Такий регулярний, приому не тільки візуальний, але (при необхідності) й інструментальний контроль запобігає передчасному виходу будинку з ладу, дозволяє обґрунтовано планувати і проводити профілактичні заходи по їх заощадженню.

При проектуванні будинку експлуатаційні якості визначаються вибором матеріалів, розрахунком конструкцій, об'ємно-планувальним рішенням, інженерним

устаткуванням відповідно до призначення будинку, Будівельними нормами і правилами (БНіП) і виділеними асигнуваннями.

При зведенні будинку прийняті в проекті значення параметрів експлуатаційних якостей матеріалізуються, їхня вірогідність перевіряється приладами і по їхніх числових значеннях можна підтвердити, що побудований будинок відповідає задуманому в проекті.

При експлуатації будинку головне завдання полягає в підтримці передбачених проектом і матеріалізованих при будівництві експлуатаційних якостей на заданому рівні. Вони повинні цілком відповідати призначенню будинку, що забезпечується визначеними будівельними конструкціями й інженерним устаткуванням.

Таким чином, установлення значень параметрів експлуатаційних якостей (ПЕЯ) і розробкою інструкції з технічної експлуатації завершується проектування будинків, за допомогою вироблених у проекті ПЕЯ контролюється їхнє зведення; по відповідності фактичних значень ПЕЯ проектному будинкові приймається в експлуатацію і шляхом підтримки ПЕЯ на заданому рівні здійснюється їхня технічна експлуатація протягом установленого терміну служби.

Ефективність експлуатації та її економічність залежать від багатьох факторів, зокрема значною мірою від професійної підготовки осіб, її здійснюючих, від їхнього вміння побудувати експлуатацію на науковій основі.

Особи, зайняті експлуатацією і ремонтом будинку, повинні добре знати його пристрій, умови роботи конструкцій, технічні нормативи на матеріали та конструкції, необхідні для ремонту. Вони за допомогою приладів, а також по зовнішньому вигляді й ознакам повинні вміти хоча б приблизно оцінювати технічний стан будинку й окремих його конструкцій, вміти виявляти уразливі місця, з яких може початися його руйнування, вибирати найбільш ефективні способи і засоби його попередження й усунення, не порушуючи по можливості, використання будинку по призначенню.

Ефективна експлуатація будинків, тобто постійний кваліфікований нагляд за ними, періодична оцінка їхнього технічного стану (діагностика пошкоджень) та

попередження початку розвитку пошкоджень, своєчасне проведення профілактичного та відбудовного ремонтів можливі тільки при вивченні конструкцій спорудження, особливостей його пристрою та роботи, експлуатаційних вимог та ступеня їхнього фактичного задоволення, уміння виявити уразливі місця, з яких можливо початок розвитку пошкоджень, та інше.

Працівники експлуатаційної служби повинні ретельно вивчати проект будинку; у ході будівництва контролювати якість виконання всіх робіт, вивчати отримані від будівельників виконавчі креслення й інструкцію з експлуатації будинку, вести на кожному спорудженні паспорт, журна обліку технічного стану (ЖТС) та інші документи, необхідні в процесі експлуатації БіС.

У проекті будинку відповідно до вимог ДБН передбачені вимоги щодо надійності, капітальності, довговічності і заданих умов експлуатації як усього будинку, так і окремих його елементів, з'єднань конструкцій та основ; це досягається вибором матеріалів і конструкцій, спеціальними захисними заходами для забезпечення вогнестійкості, морозостійкості, корозійної стійкості, захисту від конденсаційного зволоження та гиття, відводу води, провітрювання та т.п.

При проектуванні конструкцій і будинку в цьому передбачаються відповідно вимогам ДБН заходу для зменшення негативного впливу факторів, обумовлених провадженням рбіт.

Вимоги ДБН зводяться до того, щоб величини зусиль, напруг, деформацій, переміщень, розкриття тріщин, а також величини зусиль від інших факторів та впливів не перевищували граничних значень, установлених нормами. При цьому в розрахунках враховуються ймовірні несприятливі характеристики матеріалів та можливі вигідні величини та сполучення навантажень і впливів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції та основ, при дотриманні усіх вимог нормативних документів, стандартів, технічних умов, пропонувані до якості матеріалів, виробів, провадженню робіт, а також до експлуатації БіС.

Досягнення конструкціями граничних станів, установлених нормами, не представляє небезпеки для людей, але служить межею, по досягненні якої будинок не може більше використовуватися по своєму призначенню без

проведення спеціальних відновлюючих робіт. Щоб повніше рахувати особливості дійсної роботи матеріалів, елементів та з'єднань конструкцій і основ, а також будинку в цілому, при розрахунках вводиться коефіцієнт умов роботи  $n$ , а щоб компенсувати недостатню вивеність роботи граничних станів окремих видів конструкцій та основ, вводиться коефіцієнт надійності  $K_n$ , коефіцієнт несприятливих солучень навантажень та впливів  $k_n$ , коефіцієнт перевантаження  $k_n$  та інше, чисельні значення яких установлені нормативними документами по проектуванню конструкцій, основ, БіС.

Для використання будинків о призначеню в них повинні підтримуватися необхідні температурно-вологістні умови та визначений комфорт, що забезпечуються не тільки справними будівельними конструкціями, але й діючими системами теплопостачання та каналізації. На створення таких умов у будинках і підтримка будівельних конструкцій та інженерного устаткування в справному стані спрямована діяльність експлуатаційної служби.

## **Розділ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА**

У магістерській кваліфікаційній роботі проведено розрахунок каркасу будівлі за допомогою розрахункового комплексу ПК МОНОМАХ та ЛІРА.

Перш за все, в середовищі AutoCAD ми створюємо план будівлі з дотриманням усіх вимог і функцій, необхідних для коректного експорту плану в ПК МОНОМАК. Ми експортуємо будівлю, створену за допомогою Digital Object Model, на ПК МОНОМАК.

ПК МОНОМАК створено для автоматизованого проектування залізобетонних конструкцій каркасних будівель.

Для розрахунку відкриваємо підсистему LAYOUT, де виправляємо помилки, які виникли під час експорту та стали видимі при автоматичному розрахунку та виведені на екран.

Розрахунок будівлі на вертикальні і горизонтальні навантаження виконується автоматично і вимагає мінімум дій від користувача, якому потрібно лише вказати напрямок горизонтальної дії, а також тимчасові і короточасні навантаження і перекриття.

Вибір поперечних перерізів елементів конструкції відбувається на підставі заданих характеристик матеріалу і зусиль, визначених в елементах вертикальними і горизонтальними діями, отриманих на основі наближеного розрахунку або на основі детального розрахунку, виконаного за до кінцево-елементної схеми, в якій реалізовані норми України, Росії та Єврокод.

Також генеруються файли DXF для планів поверхів, які можна експортувати в іншу графічну систему для обробки.

Для кожного конструктивного елемента підсистема LAYOUT формує набір даних (наприклад, для колони – навантаження всіх дій, матеріал, висота, заданий перетин), які можуть запитуватися локальними системами для отримання робочих креслень.

Після покрокового розрахунку кожного поверху виконується розрахунок всієї будівлі, а потім виконується розрахунок ФЕМ. Щоб перетворити модель будівлі в розрахункову схему, необхідна інформація вводиться в діалоговому

вікні Розрахунок методом кінцевих елементів. Після цього ми отримуємо таблиці розрахунків.

Детально прораховано чотири конструкції 1-го поверху, а саме пілон П4 2400x500мм, стіна С5 по осі «5» 7850x400мм (діафрагма жорсткості), стіна С3/4 по осі «3/4» з двома дверима 7600x400мм, стіна СК по осі. вісь «К» з трьома дверима 7100x250мм. Розмір дверних прорізів 2200x1010 мм.

Відібрані проекти розглядаються у двох випадках. У першому випадку умови ґрунту такі, що фундамент не просідає. У другому випадку моделюється ситуація, при якій можливе обвалення центральної частини будівлі та частини по осях «1»-«5» і «А»-«D».

Для розрахунку осідання фундаменту ми експортуємо будівлю, створену в ПК МОНОМАХ, у ПК ЛІРА. У даному калькуляційному комплексі виконується розрахунок з чернетками. ПК ЛІРА дозволяє не тільки розрахувати та зміцнити конструкцію, а й візуалізувати прикладені до конструкції навантаження та сили, що виникають у ній при заданому навантаженні.

## 2.1 Розрахунок ферми П4

**Вихідні дані.** Розмір пілона 2400x500 мм. Тимчасові навантаження на стелі інтегрованих офісів - 200 кг/м<sup>2</sup>, тимчасові навантаження на типові житлові поверхи - 150 кг/м<sup>2</sup>, в технічних приміщеннях - 500 кг/м<sup>2</sup>, коефіцієнт надійності навантаження 1,2. Величина горизонтального зміщення верху корпусу становить 1/500 Н (Н - висота будівлі). Сукупність навантажень на типове перекриття наведено в таблиці 3.1.

За ступенем відповідальності будівля відноситься до II класу, коефіцієнт надійності за призначенням  $\gamma_n = 1$ .

Бетон класу міцності на стиск С25/30 ( $f_{cd} = 17.0$  МПа,  $f_{ctd} = 1.20$  МПа,  $E_{cm} = 32500$  МПа), поздовжня арматура класу А400С ( $f_{yd} = 365$  МПа), поперечна сталь марки А240С ( $f_{ywd} = 175$  МПа,  $E_s = 210000$  МПа).

Таблиця 2.1



### Збір вантажів на типовому поверсі

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	Паркет $t=25$ мм, $\rho=600$ кг/м <sup>3</sup>	0,15	1,2	0,18
2	Цементно-піщана стяжка $t=20$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,36	1.3	0,468
3	2 шари Єврорубероїд	0,05	1,2	0,06
4	Строп Рок $t=130$ мм, $\rho=10$ кг/м <sup>3</sup>	0,013	1.3	0,0169
5	Перекриття залізобетонне $t=200$ мм, $\rho=2500$ кг/м <sup>3</sup>	4.9	1.3	6.37
	Всього	5,473	1.26	6,896
6	Тимчасове корисне навантаження	1.5	1,2	1.8

Розрахунок опори для непросадочних ґрунтів дає наступне посилення конструкції (рис. 2.1): поздовжня арматура 22Ø32 А400С,  $A_s = 176,92$ см<sup>2</sup>; поперечна арматура - хомути Ø10 А240С з кроком 100 мм (1/3 висоти опори) і кроком 200 мм (2/3 висоти опори).

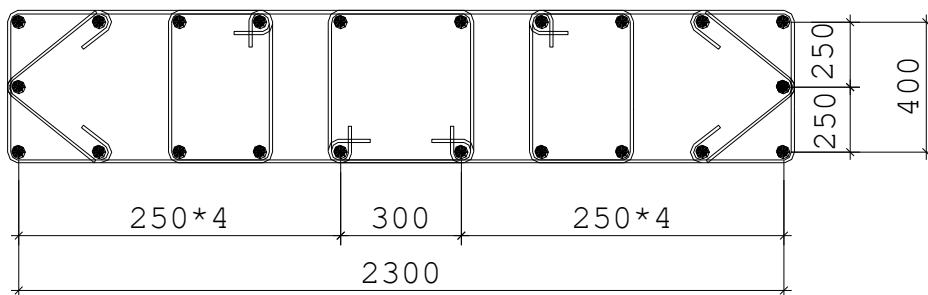


Рис. 2.1. Армвання ферм на водонепроникних ґрунтах

Броня пілона в другому випадку має таку форму (рис. 2.2): поздовжня броня 40  $\varnothing 40$  A400C,  $A_s = 502,4 \text{ см}^2$  та 2  $\varnothing 32$  A400C,  $A_s = 16,084 \text{ м}^2$ ; поперечна арматура - хомути  $\varnothing 10$  A240C з кроком 50 мм (1/3 висоти опори) і кроком 100 мм (2/3 висоти опори).

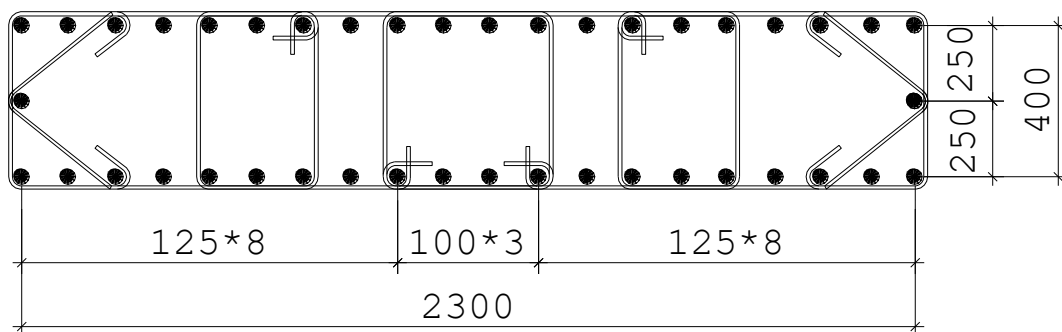


Рис. 2.2 Посилення пілону на випадок обвалення частини будівлі

## 2.2. Розрахунок стіни С5

**Вихідні дані.** Розмір стіни 7850x400 мм. Значення навантажень, коефіцієнтів, характеристик матеріалу для стіни аналогічні цим показникам для ферми.

При сприятливих геологічних умовах схема армування стінки 1 мп має такий вигляд (рис. 2.3): арматура A400C  $\varnothing 20$  укладається вертикально з кроком 200 мм; Броня  $\varnothing 10$  A400S розташована горизонтально з кроком 200 мм; поперечна арматура - хомути  $\varnothing 10$  A240C з кроком 400x400мм.

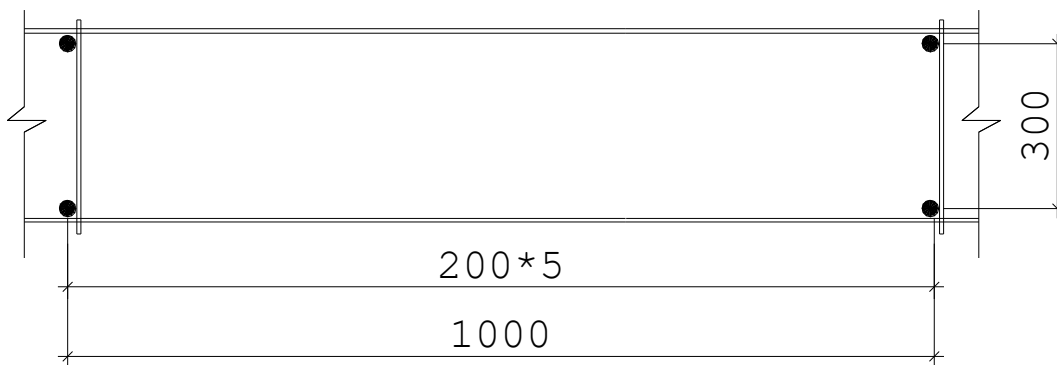


Рис. 2.3. Зміцнення стінки С5 в сприятливих геологічних умовах

При частковому обваленні будівлі змінюється армування стін: якщо в першому випадку арматурні стержні утворювали сітку з розміром осередку 200x200 мм, то в цьому випадку сітка стає товщі в чотири рази (рис. 2.4). Також змінюються діаметри арматури: вертикальна арматура  $\varnothing 10$  A400S з кроком 100

мм; горизонтальна броня  $\text{Ø}40$  A400C з кроком 100 мм; поперечна арматура - хомути  $\text{Ø}10$  A240C з кроком  $200 \times 200$  мм.

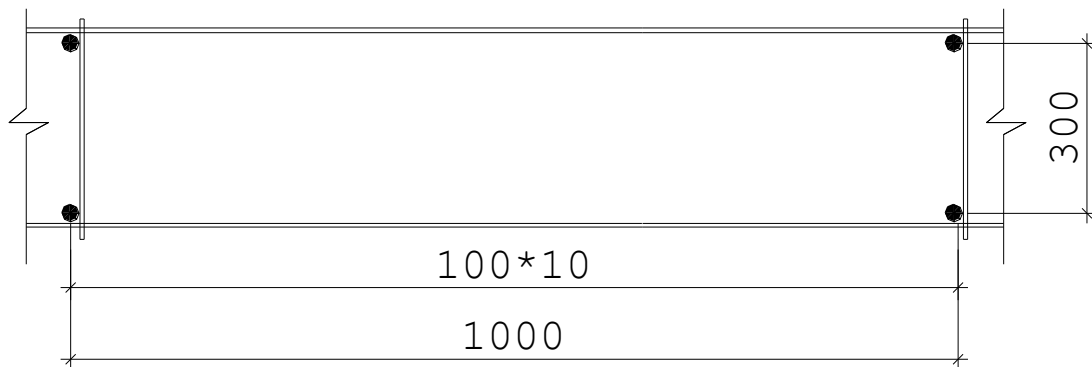


Рис. 2.4. Зміцнення стіни С5 при осіданні

### 2.3 Розрахунок стіни С3/4

**Вихідні дані.** Розмір стіни  $7600 \times 400$  мм. Значення навантажень, коефіцієнтів, характеристик матеріалу для стіни аналогічні цим показникам для ферми. Стінка має дві двері  $2200 \times 1010$  мм.

Як показує розрахунок, у першому випадку армування стіни біля дверей виконується наступним чином (рис. 2.5). На суцільних ділянках стіни вертикально встановлюється арматура  $\text{Ø}20$  A400C з кроком 200 мм, з кроком 100 мм на відстані 250 мм від дверей плюс дві стяжки поперек стіни для армування отворів; Броня  $\text{Ø}10$  A400S розташована горизонтально з кроком 200 мм; поперечна арматура - хомути  $\text{Ø}10$  A240C з кроком  $400 \times 400$  мм. Для посилення ділянки з отвором над дверима також встановлюється каркас з арматури A400C  $\text{Ø}10$  і перемичок A400C  $\text{Ø}20$ .

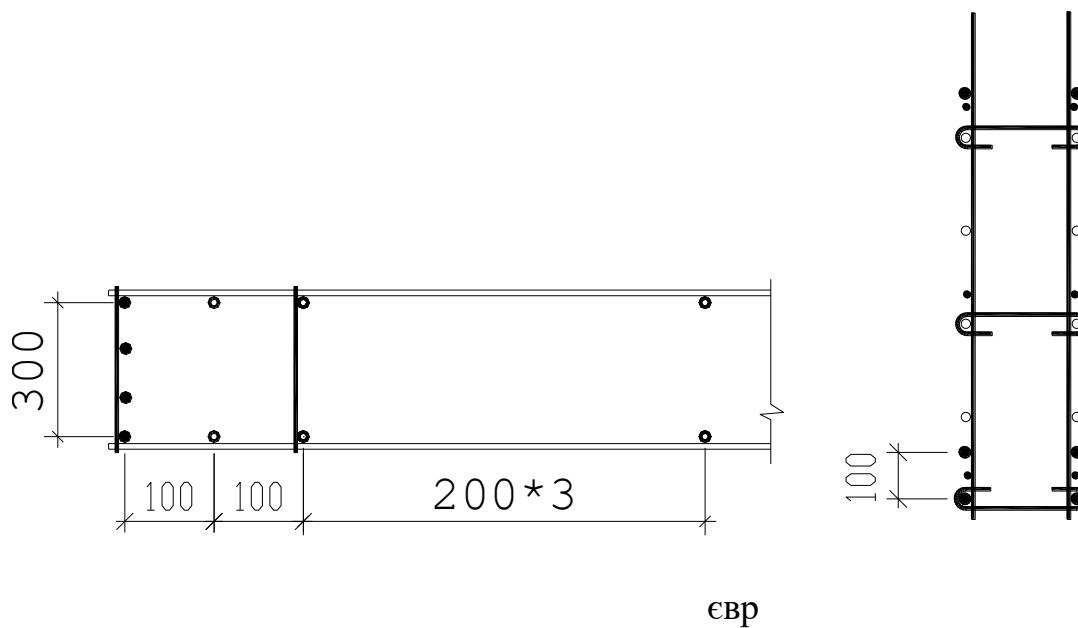


Рис. 2.5. Горизонтальна (а) і вертикальна на дверях (b) Секції посилення стіни С3/4

Оскільки стіна С3/4 розташована в центральній частині будівлі, де задані осадки, то розрахунок армування істотно не змінюється [див. рис. 2.5], тільки в горизонтальній броні діаметр змінюється на  $\varnothing 14$  А400С, крок залишається таким же, як і в першому випадку.

### 3.4 Розрахунок стінки СК

**Вихідні дані.** Розмір стіни 7100x250 мм. Значення навантажень, коефіцієнтів, характеристик матеріалу для стіни аналогічні цим показникам для ферми. У стіні є два або три отвори 2200x1010 мм.

З розрахунку стіни з водонепроникними ґрунтами виходить наступне посилення конструкції (рис. 2.6): Арматура  $\varnothing 20$  А400С встановлюється вертикально з кроком 200 мм, з кроком 150 мм на відстані 200 мм від двері плюс стрижень через стіну для посилення отворів; поперечна арматура - хомути  $\varnothing 8$  А240С з кроком 200 мм. Для посилення ділянки з отвором над дверима також встановлюється каркас з арматури А400С  $\varnothing 10$  і перемичок А400С  $\varnothing 20$ .

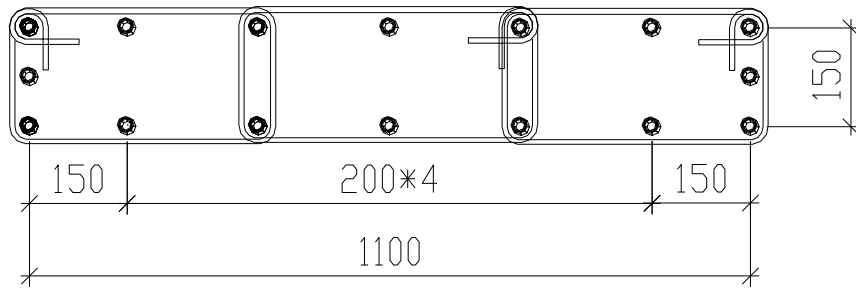


Рис. 2.6. Горизонтальний переріз стінової арматури SC між дверима

Армування стін у другому випадку практично не змінюється: стає тільки поздовжня арматура  $\varnothing 8$  А400С.

Розташування конструкцій, обраних для розрахунку в проекті, відповідні креслення опалубки, арматури показують на графічних аркушах розрахунку і в графічній частині.

## Розділ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

### 3.1 Загальні відомості

*поляки* -це паличні структури фундаментів, які передають навантаження від конструкції на глибокі та міцні шари ґрунту.

Індустріалізація будівництва дозволила створювати пальові фундаменти більш масово, тому що в багатьох випадках будівництво підземної частини будинку за допомогою паль практично виключає трудомісткі земляні роботи.

Влаштування паль на будівельному майданчику шляхом створення колодязя в землі та заливання його бетоном запропонував київський інженер К. Страус наприкінці ХІХ ст. З того часу з'явилося багато різних проектів і технологій, які так чи інакше розвивають цю ідею.

Часто випускають такі типи паль: буронабивні, пневмотрактові, з частотним нахилом, буронабивні з удосконаленою основою, буронабивні з розширенням, камофлетні, в утрамбовані тріщини, буронабивні з ін'єкційним. В основі технології виготовлення палі лежить спосіб створення котловану і укладання бетонної суміші.

Свердловини в основному бурять шнеком або ковшем, методом щелепного захоплення або ударним шнуром і двома останніми. методи застосовують також для буріння тріщинуватих порід. Для паль, колодязів діаметром 40-120 см, 8-20 м і навіть 35-40 м глибиною.

*Бурильні палі* виготовляють за технологією фірми «Солетанж» (рис. 3.1).

### 3.2 Установка ін'єкційних паль

Бороін'єкційні палі рекомендовано використовувати в новому будівництві, для зміцнення фундаментів існуючих будівель і споруд при нерівномірних аварійних деформаціях, для надбудови, як профілактичне зміцнення при будівництві біля новобудови, при реконструкції будівлі з зміна конструктивної схеми і передача додаткових навантажень на фундаменти

Питома вага ін'єкційних паль зростає з кожним роком, так як безшумність виготовлення, відсутність вібрації, висока продуктивність (близько 20 паль за зміну), відносно низька вартість та інші переваги цієї технології забезпечили основне використання та незамінність таких стовпів у будівництві в жорсткі міські умови.

За конструкцією і способом виробництва ін'єкційні палі поділяються на:

- палі, що влаштовуються під захистом бентоніту або глинистого розчину з пресуванням до 0,2-0,4 МПа;
- палі, що влаштовуються під захистом обсадних труб з пресуванням розчину тиском 0,2-0,4 МПа;
- палі, що встановлюються за допомогою перехідних бурових шурупів з тиском до 0,2-0,4 МПа;
- палі, що влаштовуються закачуванням розчину в сухі пробурені свердловини.



Рис. 3.1 Установа ін'єкційних паль

Технологічна послідовність виготовлення ін'єкційних паль включає (рис. 3.2):

- схема розташування бурової свердловини (рис. 4.2, а);

- закачування цементного розчину (рис. 4.2, б);
- монтаж арматурного каркаса (рис. 4.2, в).

Буріння свердловини здійснюється буровою машиною МБШ-818. Буріння проводиться порожнистим шнеком до проектної позначки (несучий шар ґрунту). Особою, відповідальною за буріння свердловини, є оператор бурової установки. Буріння виконує бурова бригада у складі 3 робітників.

Бетонна суміш подається в колодязь по шлангу від змішувача РМ-750. Шланг приєднаний до порожнистої гвинтової колони (за допомогою свердла) у головному гвинті (торці). Бетон подають під тиском 0,2-0,4 МПа в вибір свердловини з цементациєю затрубного простору, яку проводять з одночасним підйомом гвинтової колони до виливу чистого бетону з гирла свердловини (кільцевої кільцевої). простір).

Монтаж арматурного каркаса проводиться бурильною машиною шляхом опускання його в котлован, залитий бетоном до дна. У міру усадки цементу готують підливу такого ж складу.

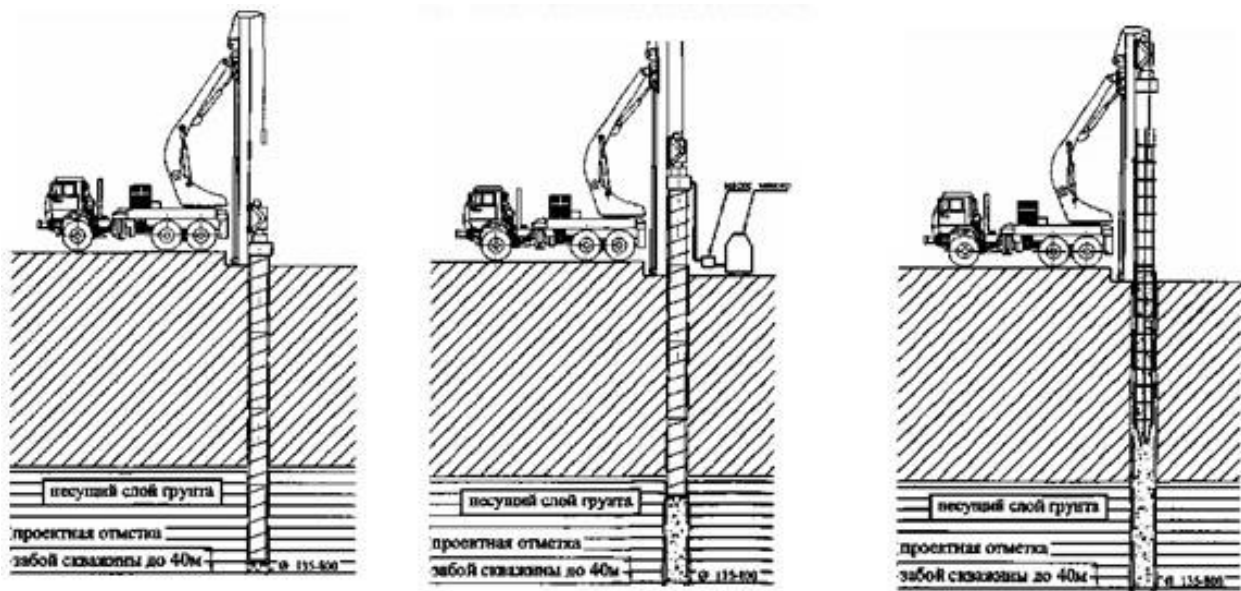
Особливо в цій техніці важливо домовитися обсяг бетонної суміші, що подається, і швидкість підйому бура, щоб не створювати порожній простір у тілі стека.

Особливості ін'єкційних бурових палів:

- встановлення палів у визначеній у ППР послідовності не призводить до їх подальшої усадки;

- Застосування порожнистих шнеків великого перерізу з вузьким крилом дозволяє не тільки зменшити вплив на існуючі споруди, але й зменшити кількість породи, яка піднімається на поверхню, завдяки тому, що стінки свердловин ущільнюються під час буріння. буріння. Крім того, установка каркаса всередину шнеків перед їх підйомом і безперервна подача бетону під час підйому з нижньої точки свердловини забезпечують необхідний захисний шар бетону навколо арматурного каркаса і якісне заповнення тіла свердловини. стовп з бетоном.





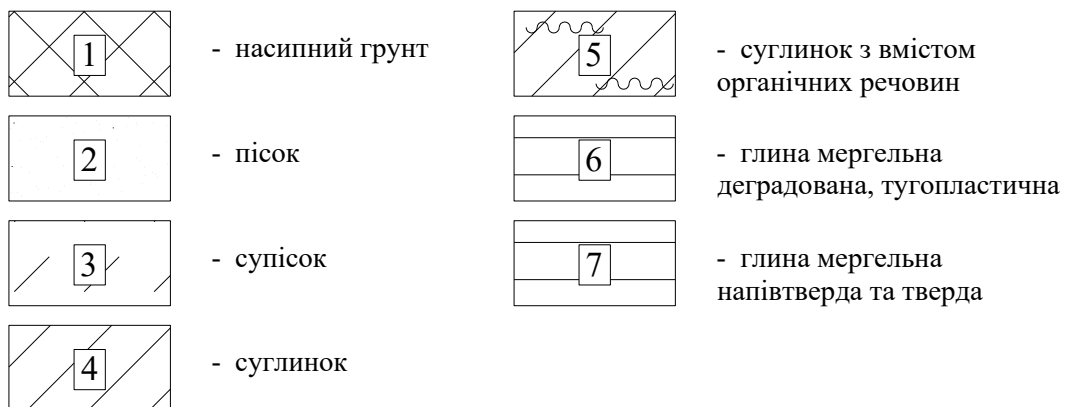
еbc

Рис. 3.2. Послідовність розташування нагнітальних паль у свердловині

Для забезпечення контролю якості монтажу буронабивних паль розроблена система контролю, яка забезпечує дотримання оптимальних методів процесу монтажу паль.

### 3.3 Геологічні умови

Інженерно-геологічні умови ділянки характеризуються витриманим горизонтальним розміщенням шарів ґрунту.



Інженерно-геологічні процеси на території забудови не розвиваються, тому не відбувається впливу на основу та основу будівлі в цілому. Зміна властивостей основи в період експлуатації не передбачається.

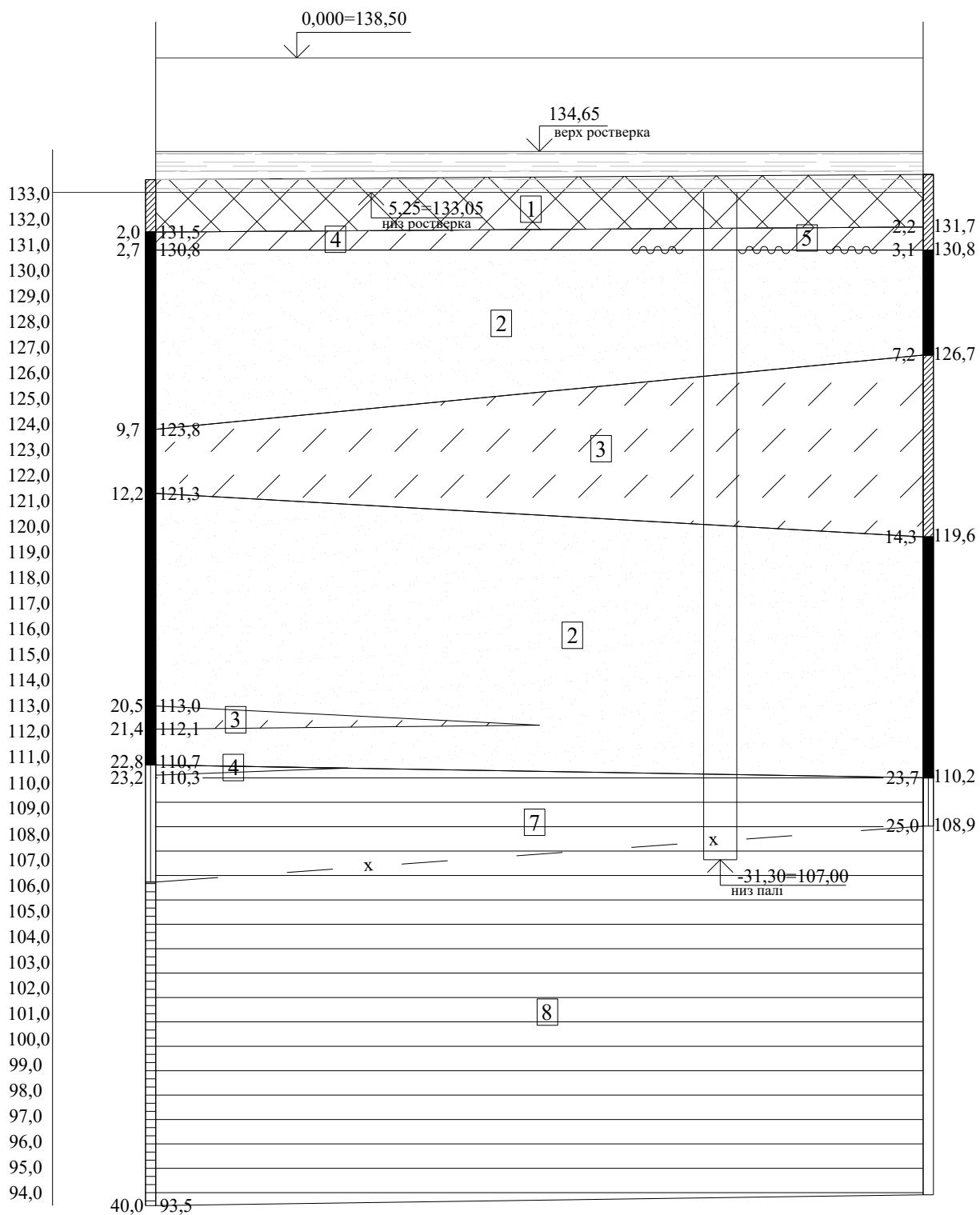


Рис. 3.3 Геологічний розріз

### 3.4 Розрахунок фундаменту 25-поверхового житлового будинку

Зняття навантаження на несучі стіни від підлоги здійснюється згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи». Тимчасові навантаження на стелі

інтегрованих офісів - 200 кг/м<sup>2</sup>, тимчасові навантаження на типові житлові поверхи - 150 кг/м<sup>2</sup>, в технічних приміщеннях - 500 кг/м<sup>2</sup>. Сукупність навантажень на типове перекриття наведено в таблиці 3.1. Розрахункове навантаження на палі – 200 тонн. Відповідно до розрахунку приймаємо діаметр ін'єкційних паль  $d=620$ мм. Схема розміщення стовпів у плані (пальове поле) показана на рис. 3.4.

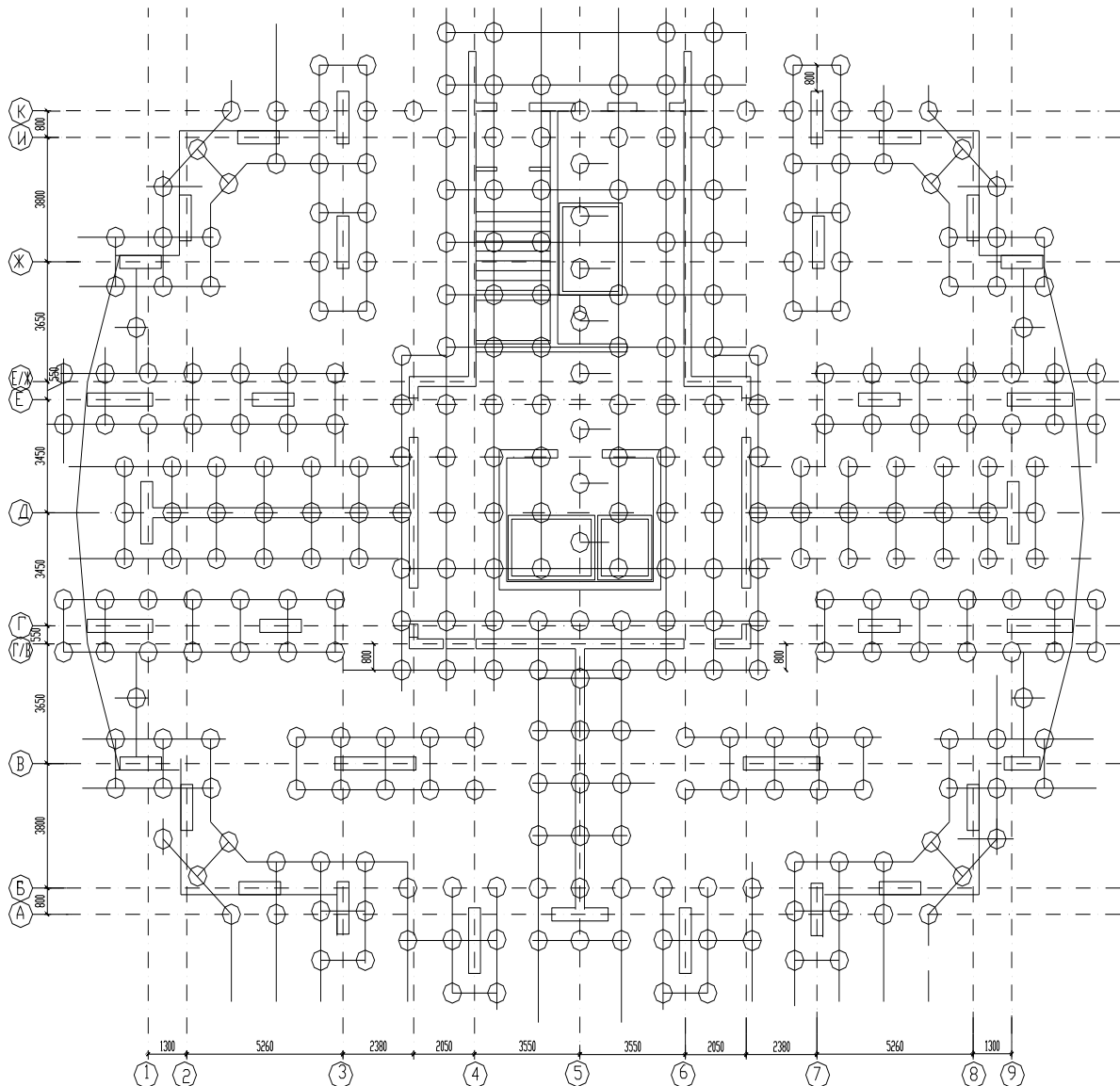


Рис. 3.4 Поле воріт будинку

Контроль якості робіт. Якість улаштування паль перевіряється в кілька етапів при виконанні робіт. Правильність підлягає контролю простежування в натурі положення полюсів і їх вертикальної прив'язки. Перед закладкою паль всі

конструкції, матеріали та вироби, що надходять на місце, перевіряються на відповідність проектним вимогам. Під час забивання паль ведеться спеціальний журнал, в якому записуються всі технологічні характеристики, кількість ударів молотка на метр забивання та пошкодження палі. Разом з улаштуванням буронабивних паль виготовляють і випробовують контрольні куби з того ж бетону, що і палі, для оцінки їх якості.

Таблиця 3.1

**Збір вантажів на типовому поверсі**

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5
1	Паркет $t=25$ мм, $\rho=600$ кг/м <sup>3</sup>	0,15	1,2	0,18
1	2	3	4	5
2	Цементно-піщана стяжка $t=20$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,36	1.3	0,468
3	2 шари європокрівлі	0,05	1,2	0,06
4	Строп Рок $t=130$ мм, $\rho=10$ кг/м <sup>3</sup>	0,013	1.3	0,0169
5	Перекрыття залізобетонне $t=200$ мм, $\rho=2500$ кг/м <sup>3</sup>	4.9	1.3	6.37
	Всього	5,473	1.26	6,896
6	Тимчасове корисне навантаження	1.5	1,2	1.8



## Розділ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Основними матеріалами сучасного будівництва є бетон і залізобетон. Їх широке застосування зумовлене високими фізико-механічними показниками, довговічністю, можливістю створення різноманітних будівельних конструкцій і архітектурних форм відносно простими технологічними прийомами, використанням переважно місцевих будівельних матеріалів з відносно невисокою вартістю.

Монолітне бетонне та залізобетонне будівництво є більш економічним: воно вимагає менших витрат на створення виробничої бази (до 40%), менших енерговитрат (на 25-30%) та менших витрат металу (на 20-40%) порівняно з будівництвом, зі збірними конструкціями.

Швидкими темпами розвивається будівництво житлових будинків, адміністративних будівель і готелів з монолітного залізобетону. Одночасно з луною-економічна можливість, дозволяє вирішувати завдання підвищення складності масової міської забудови (будівництво будинків 25-30 і більше поверхів), а можливість виготовлення конструкцій різної форми значно покращує архітектурний вигляд міст.

*Складний процес* будівництво з монолітного бетону та залізобетонних конструкцій, яка має загальну назву «бетонні та залізобетонні роботи», полягає в улаштуванні опалубки, в армуванні та бетонуванні конструкцій, у твердінні бетону в бетонних конструкціях, у демонтажі опалубки, і також необхідно обладнати поверхні конструкцій. Процес бетонування, що складається з розстилання та ущільнення бетонної суміші, у багатьох випадках є провідним, з яким узгоджуються інші процеси (табл. 7.1).

Комплексний технологічний процес будівництва монолітних залізобетонних конструкцій включає заготівельні, транспортні, монтажні-монтажні (основні) процеси.

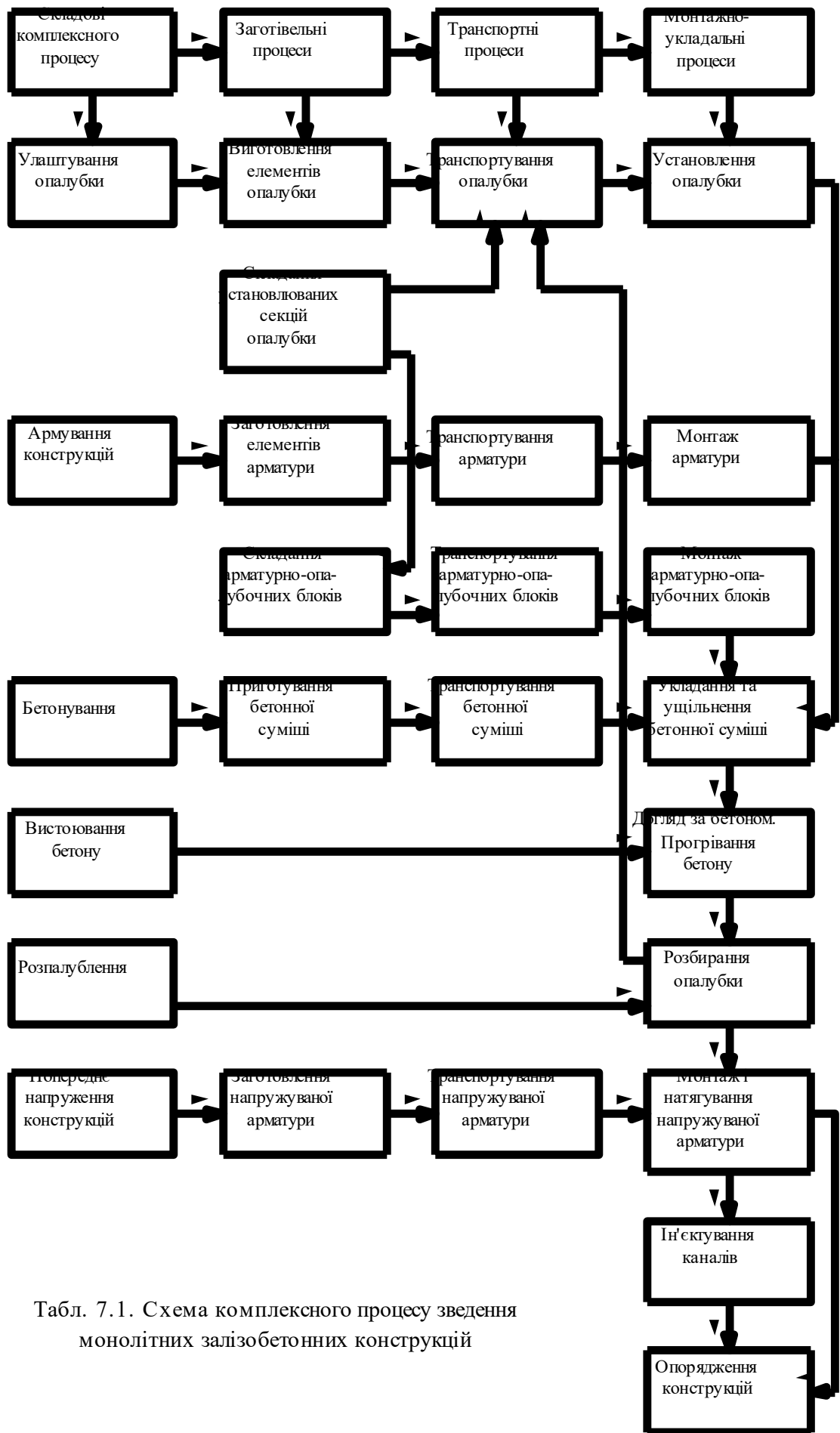


Табл. 7.1. Схема комплексного процесу зведення монолітних залізобетонних конструкцій

Підвищення ефективності бетонних і залізобетонних робіт забезпечується підвищенням технічного рівня кожного окремого процесу, їх взаємною координацією і комплексною механізацією. Важливим завданням технології монолітного бетону та залізобетону на перспективу є зменшення частки ручної праці.

#### **4.2. Обмеження застосування технологічної карти монтажу опалубки**

У дипломній роботі розроблена технологічна карта на монтаж малоплитної знімно-знімної опалубки для зведення монолітного залізобетонного перекриття.

Роботи, розглянуті картою, включають:

- монтаж елементів горизонтальної опалубки;
- монтаж опорних стояків з триногами;
- вставлення несучих балок (основних) в оголовки стійок;
- установка проміжних стійок;
- встановлення розподільних (вторинних) балок на несучі балки;
- улаштування щитів опалубки;
- кріплення крайових елементів;
- закріплення страхової огорожі;
- розташування елементів жорсткості;
- провести демонтаж горизонтальних елементів опалубки та їх розміщення в контейнерах.

Роботи проводяться в природно-кліматичних умовах міста. Києві у дві зміни протягом календарного року.

Основою для розробки технологічної карти є «Керівництво по будівництву опалубки та виготовленню опалубки» ЦДІУ УРСР, будівельні каталоги елементів фірми «ДОКА».

Обов'язковими необхідними умовами для застосування даної типової технологічної карти є:

- досягнення несучої здатності бетону попереднього перекриття (розміщеного нижче) не менше 70% проектної;



- максимальна товщина монолітного перекриття - 300 мм;
- кур'єрвантажопідйомність вертикальних опор - 20кН.

При прив'язці типової технологічної карти до конкретних умов будівництва в межах ПВР необхідно передбачити наявність наступних документів:

- генеральний проект будівництва;
- загальна організаційна схема поділу будівлі на секції;
- варіанти швидкості побудови поверхів з відповідними схемами руху підйомників порівень;
- проект розміщення (схема) елементів опалубки;
- технічні заходи для підйому працівників на поверхи;
- місця та засоби кріплення канатів, запобіжних поясів;
- проект виробництва геодезичних робіт;
- проект кріплення навісної акумуляторної площадки для перевантаження та підведення елементів опалубки до наступних поверхів.

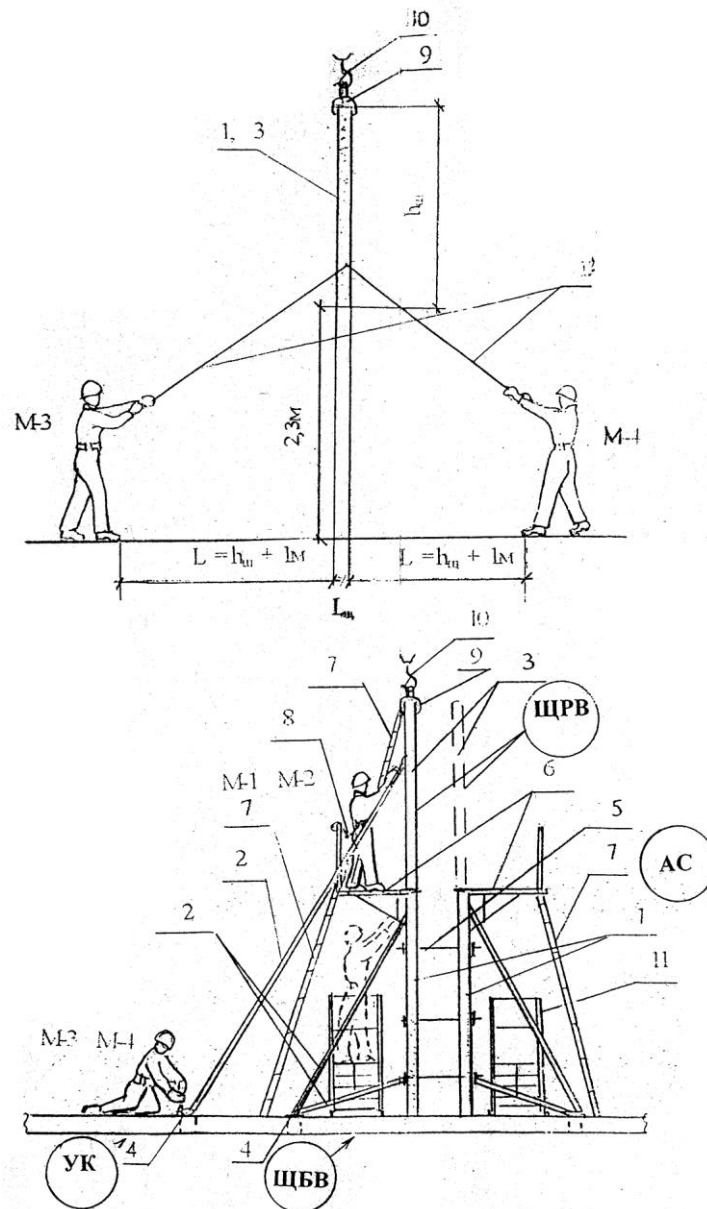
#### **4.3. Організація і технологія будівельного процесу влаштування горизонтальної опалубки**

Перед початком монтажу горизонтальної опалубки необхідно провести підготовчі роботи, а саме:

- встановити вертикальні залізобетонні конструкції попереднього поверху;
- доставити в перекриття, що відповідає вимогам п.п. 9 таблиця. 10 СНиП 3.03.01-87 на міцність, елементи опалубки, інвентар, риштування, інструменти, запобіжні пристрої;
- позначити червоною фарбою місця встановлення телескопічних стояків, які відповідають стоякам, розташованим на нижніх поверхах. Крок положення стійок визначається виходячи з висоти перекриттів, товщини перекриття;
- закріпіть страхувальні троси на жорсткому каркасі будівлі (зазвичай це ліфт і сходові клітини). Організувати перевантажувальні засоби: навісні платформи.

Монтаж горизонтальної опалубки (рис. 7.1, 7.2) виконує бригада з двох монтажників, у тому числі Н монтажник 4 розряду - М-1 і монтажник 3 розряду - М-2.

Процес монтажу опалубки виглядає наступним чином. З ємностей з елементами риштувань, розміщених на підлозі (рівні), беруть опалубку, а в розмічені місця встановлюють відкриті триноги. Опорні стійки вставляються в триноги і закріплюються замками. Нижня головка (код 586174) з фіксуєчими клинами вставляється в стійку. Стояки висуюються на задану висоту (відповідно до проектної висоти поверху - Н, довжина висунутого стояка  $L=N-(\delta_{\text{п}}+h_{\text{д.б.}}+h_{\text{г.б.}}+h_{\text{р.г.}})$ , де:  $\delta_{\text{п}}$  - товщина деки (21мм);  $h_{\text{д.б.}}$  - висота другорядної балки (200 мм);  $h_{\text{г.б.}}$  - висота головного променя;  $h_{\text{р.г.}}$  - висота горловини нижньої головки, що фіксується клином (60 мм). Необхідна виступаюча довжина L стійки фіксується пальцем і гвинтом.



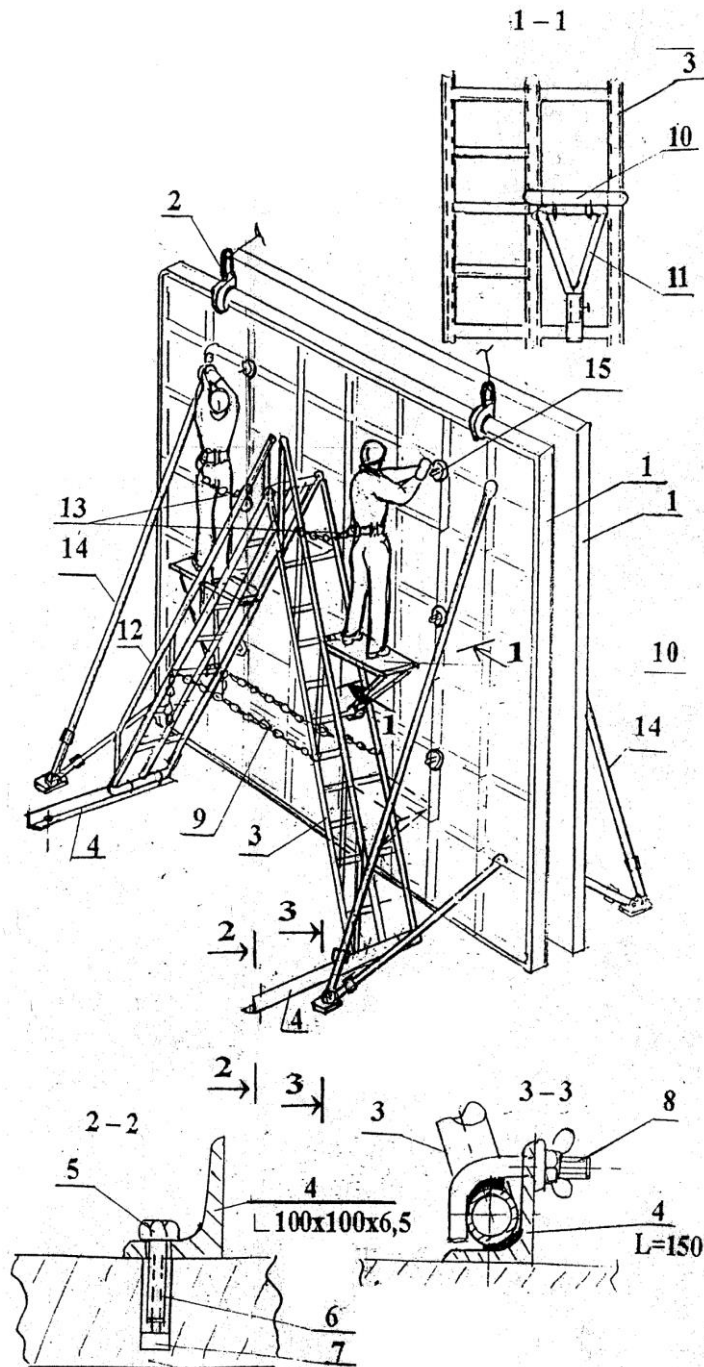
Малюнок 4.1. Схема транспортування та монтажу щитів вертикальної опалубки:

- 1 – щити 1-го рівня; 2 – вертикальні стояки; 3 - щитки 2-го рівня; 4 - анкерне кріплення для закріплення випрямних стояків; 5 – анкерні стрижні з накладками; 6- навісні платформи (типу Gramax); 7 – сходи; 8 – планка монтажна; 9 – вектор Підтримка Gramax; 10 – гак крана; 11 – монтажний стіл; 12 – капронові підтяжки  $\varnothing 8$  мм.

У місцях подальшого з'єднання щитів опалубки вставляють спарені другорядні балки.

З інвентарних платформ (столів) монтажники закріплюють головні та другорядні балки разом спеціальними затискачами, щоб створити непорушну базову платформу на палубі. Між закріпленими балками розташований базовий

щит – платформа зі спеціальними ребрами, що перешкоджають зсуву. Ребра фіксуються гвинтами з потайною головною.



Малюнок 4.2. Схема розташування опорних засобів при з'єднанні великі вертикальні щити:

1 – щитки; 2 – ручки; 3 – двостороння відкидна драбина; 4 – опора та анкерування промінь; 5 – анкерний болт; 6 – дюбель; 7 – монолітне покриття; 8 – кріплення кліп; 9 – ланцюг; 10 – переносні столики; 11 – випрямлення стояків; 12 – поручні з запобіжними пристроями; 13 – ремінь безпеки; 14 – вертикальний вертикальний; 15 - стяжка.положення між балками платформи щита.

Потім він кріпиться до ребрах балок за допомогою кріпильних опор. У центрі щита платформи розташована анкерна деталь з провудиною, до якої кріпляться карабіни для ременів безпеки монтажників.

Щит платформи замінено на звичайний щит мосту.

По контуру майбутньої мансарди кріпиться бічний елемент і страхувальна огорожа.

Після розміщення щитів під основними балками з необхідним кроком, подібно до стояків розташовуються допоміжні стояки з опорними головками (код 586179), витягнуті у формі L.

На цьому процес установки горизонтальної опалубки завершено.

Опалубка буде доставлена на об'єкт в комплекті з технічною документацією. Складання опалубки з інвентарних елементів і встановлення їх у робоче положення здійснюється згідно з розрахунковим проектом або технологічними таблицями паспортів, що додаються до комплектів опалубки.

Основу балок (екранів) опалубки необхідно вирівняти перед початком їх монтажу. Опалубку для бетонування секцій перекриття з прольотом понад 4 м необхідно підготувати будівельним підйомником.>3 мм на 1 м прольоту. Допустимі відхилення при виконанні опалубки наведені в таблиці 4.2.

## Допускаються відхилення при виконанні опалубки

Найменування відхилень	Значення допустимих відхилень
Точність виробництва інвентарної опалубки та її елементів	Не нижче Н 14:L 14; $\pm \frac{T14}{2}$ (ГОСТ 25346-89, ГОСТ 25347-82*)
Точність встановлення інвентарної опалубки	$\pm \frac{T14}{2}$ (ГОСТ 25346-89, ГОСТ 25347-82*)
Відмінності поверхонь, включаючи з'єднувальні поверхні для: - готові під фарбування конструкції без штукатурки; - готові до оббивки конструкції	<2 мм
Прогин зібраної опалубки:	<1 міліметр 1/500 прольоту

При надходженні опалубки на будівництво стежать, щоб вона була пофарбована (за винятком контактних поверхонь щитів настилу). Всі різьбові з'єднання повинні бути змащені.

#### 4.4 Цемент

Процес укладання бетонної суміші має наступні складові: підготовчі операції; прийом, розподіл, ущільнення бетону; контрольні та допоміжні операції (переставлення вібраційних гірок, бункерів тощо). Раніше під час укладання бетону перевіряється якість і відповідність проектуякі будуть заховані в його корпусі після укладання бетону (армування, гідроізоляції), та оформити документи на приховані роботи.

Безпосередньо перед укладанням цементної суміші очищають опалубку і пристосування від сміття і бруду, звільняють бетон і горизонтальні поверхні робочих швів від цементної плівки і перевіряють наявність захисних пристроїв, передбачених нормативними документами правила техніки безпеки. Внутрішню поверхню інвентарної опалубки змащують спеціальними мастилами для зменшення зчеплення з нею бетону та підвищення якості бетонної поверхні монолітної конструкції.

Під час укладання бетонної суміші стежать за станом опалубки та риштувань. Умови роботи (температура повітря, суміші тощо), властивості суміші, обсяги виконаної роботи щодня записуються в журнал обліку бетонних робіт.

Товщина горизонтальних шарів визначається ущільнювальними засобами. При ущільненні поверхневими вібраторами суміш розсипають шарами товщиною 200 мм.

Ущільнення бетонної суміші гарантує щільність і однорідність бетону, а отже, його стійкість і довговічність. Бетонну суміш ущільнюють вібрацією протягом 30-100 секунд. Під впливом вібрацій суміш розріджується, з неї видаляється повітря; при цьому щільно заливається опалубка. Використовується для ущільнення бетонної суміші глибокі і поверхневі вібратори. Необхідна кількість машин, обладнання, інструментів, пристроїв наведена в таблиці 4.3.

Поверхня між попередньо укладеним затверділим бетоном і новоукладеним бетоном називається робочим швом і є компонентом, який найбільше відповідає за процес цементування. Перерви в укладанні бетонної суміші, що виникають внаслідок технологічних і організаційних умов або під впливом випадкових факторів, можуть призвести до порушень монолітності конструкції внаслідок недостатнього зчеплення бетону.

*Таблиця 4.3.*

**Потреба в машинах, обладнанні, інструментах, інвентарі та пристроях**

Інвентаризація машин, обладнання, інструментів, приладів	Тип	Бренд	Номер
1	2	3	4
1. Понижуючий трансформатор	-	IV-4	1
2. Глибокий вібратор	-	IV-66	1
3. Ківш для подачі бетону	-	-	1
4. Пристрій захисту-вимикач	IE-98901	-	1
5. Когтевий молоток	МПЛ-1	-	1
6. Деякі	КВ	-	1
7. Лопата для розчинів	LR	-	1
8. Веслюю для бетонної роботи	УРО-758	-	1
9. Стамеска для роботи по каменю та бетону	IP-561	-	1
10. Щітка зі сталевго дроту	-	-	2
11. Будівельний рівень	США-2	-	1

12. Контрольна доріжка	-	-	1
13. Ящик для інструментів	-	-	2
14. Відро	-	-	4
15. Щит інвентарний мостовий	Інд.	-	4
16. Поверхневий вібратор	-	-	2

Робочі шви вертикальних елементів (колон, ферм) повинні бути горизонтальними і перпендикулярними граням елемента. Цементування в місцях утворення робочого шва відновлюють після того, як бетон попередньо укладеного шару набере необхідної міцності (зазвичай 1,5 МПа; за нормальних умов твердіння і температури бетонної суміші 20 - 30°C потрібно 18-24 години). Перед заливкою бетону з поверхні попередньо укладеного бетону знімають цементну плівку.

Твердіння бетону здійснюється в початковий період його твердіння. Він повинен гарантувати: підтримання вологості та температури твердих речовин немає; запобігають виникненню значних деформацій і тріщин внаслідок термічної усадки; захист затверділого бетону від ударів і ударів, які можуть погіршити його якість. При цьому вживаються різні заходи для запобігання зневодненню бетону, а також передачі зусиль і трясці на нього. Влітку в помірному кліматичному поясі бетон на звичайному портландцементі зрошують водою протягом семи днів. При температурі повітря вище 15 °C бетон поливають у перші три доби вдень кожні три години і одноразово вночі, у наступні дні не рідше трьох разів на добу.

#### **4.5. Демонтаж опалубки**

Демонтаж опалубки проводять почерговим переставлянням опорних стояків шляхом виведення їх з-під балок, зняття оголовок опор і підведення їх під монолітне перекриття натяжними гвинтами.

Демонтаж і перебудову стояків проводять окремими ділянками, розмір яких не перевищує 6 м у напрямку головних і другорядних балок.

Процес демонтажу опалубки виглядає наступним чином.

Монтажник знімає проміжні стійки, загвинчуючи замки та забиваючи стиковий клин на опорах триноги, який встановлюється на 60 мм разом із балками



та щитом палуби. М-1 і М-2 за допомогою вилок повертають другорядні балки на 90° навколо поздовжньої осі. М-3 і М-4 зі складальних столів висувають і переносять щити М-1 і М-2, які зберігаються в спеціальних контейнерах. Так само видаляються другорядні балки, як і основні. Контейнер оснащений колесами для зручності переміщення.

Далі проводяться аналогічні операції з демонтажу опалубки і перестановки стояків - опор на наступній ділянці.

Необхідність підйому і послаблення опорних стійок під горищами, бетону, що набув 100% міцності, а також кількість розкріплених рівнів по вертикалі будівлі визначається на підставі спеціального проектного рішення в залежності від несучої здатності перекриття, швидкості зведення та умов твердіння бетону.

## Розділ 5 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

### 5.1. Генеральний план будівлі

Будівництво об'єкта у встановлені терміни з дотриманням техніки безпеки та вимог до якості робіт багато в чому визначається якістю рішень щодо організації будівельного майданчика.

Організація будівельного майданчика в цілому визначається вирішенням великої кількості технологічних, організаційних і соціологічних проблем при зведенні об'єкта на різних етапах його будівництва. До технологічних завдань зазвичай відноситься вирішення питань механізації основних будівельно-монтажних робіт і розміщення засобів механізації в різні періоди будівництва об'єкта.

Остаточним проектним документом щодо організації будівельного майданчика під час будівництва об'єкта є генеральний план забудови (бюджетплан).

У всіх випадках бюджетний план розробляється на основі таких основних принципів:

- мінімальна площа, економічна ефективність будівництва та експлуатації тимчасових інженерних комунікацій;
- мінімальні витрати на управління будівництвом за рахунок використання існуючих будівель і комунікацій, а також тих, що будуються;
- організація більш раціональних вантажопотоків на ділянці з мінімальною кількістю перевантажень і комплексною механізацією вантажно-розвантажувальних, складських і транспортних робіт;
- розміщення виробничих потужностей на найкоротшій відстані від будівельних майданчиків об'єкта;
- розміщувати по можливості тимчасові будівлі, споруди, мережі та установки на вільних ділянках для їх експлуатації протягом усього періоду будівництва без переміщення;
- гарантувати раціональне поєднання будівельних процесів під час

виробничого процесу виконання робіт;

- дотримання вимог безпеки на виробництві, пожежної безпеки та промислової гігієни;

- створення максимально сприятливих умов для щоденного обслуговування будівельного персоналу;

- забезпечення умов для ефективної організації управління будівництвом на основі єдиних об'єктових систем зв'язку та звітності.

Генеральний план будівництва є невід'ємною частиною виробничого проекту робіт і являє собою документ, в якому, крім споруджуваних будівель і споруд на будівельному майданчику, вказуються місця складування матеріалів і конструкцій, маршрути руху машин. і механізмів, розміщення будівель і тимчасових споруд, мереж водо- та електропостачання, а також інших комунікацій, споруд і обладнання, необхідних на будівельному майданчику для забезпечення нормального виробництва будівельно-монтажних робіт зі зведення об'єкта з мінімальними витратами праці. матеріальних витрат і в зазначені терміни.

Ступінь складності об'єкта середній. Генплан розроблено на період будівництва надземної частини житлового будинку.

У кошторисному плані показують рух баштових кранів, складування конструкцій і матеріалів, розміщення тимчасових будівель і споруд, тимчасових доріг. В'їжджайте на будівельний майданчик і виходьте з дороги, що проходить поруч.

Тимчасове водопостачання проводити від існуючих водопровідних мереж. Точка підключення вказана на кошторисі.

Тимчасове живлення забезпечуватиме ТП-133 через кабель, прокладений у підготовчий період. Точка підключення вказана на кошторисі.

Розчин і бетон постачаються на будівельний майданчик централізовано автотранспортом.

Збірні, пересувні або блочні будівлі та тимчасові споруди приймаються залежно від типу, який є в розпорядженні будівельної організації.

Загальна тривалість будівництва житлового будинку 18 місяців.

## **5.2 Організація будівництва**

Будівництво житлових будинків здійснюватиметься у два періоди: підготовчий та основний. Під час підготовчого періоду будуть виконані такі роботи:

- знесення існуючих будівель і споруд;
- огороження будівельного майданчика;
- облаштування тимчасової дороги під будівництво;
- облаштування тимчасового підведення води та електроенергії;
- облаштування будівель і тимчасових споруд.

Основний період включає такі операції:

- будівництво житлових будинків;
- будівництво підземного паркінгу;
- монтаж інженерних мереж;
- благоустрій територій.

## **5.3 Будівництво будинку**

Будівництво житлового будинку буде здійснюватися в такій технологічній послідовності:

- диспозиція пального фундамент;
- облаштування підземної частини будинку;
- будівництво надземної частини будинку;
- будівництво офісних приміщень;
- обладнання та спеціальні роботи.

Будівництво житлового будинку буде здійснюватися за допомогою баштового крану КБ-405.2, встановленого по осях «А» і «К» та баштового крану КБ-676, який завершує будівництво.

Будівництво підземного паркінгу та офісів буде здійснюватися за допомогою гусеничного крана МКГ-25 (або ДЕК-251) або іншого крана з аналогічними вантажопідйомними характеристиками.

Палі будуть кріпитися за допомогою УВС.

Будівництво підземної частини будівлі здійснюватиметься гусеничним краном МКГ-25 (ДЕК-251) або пневматичним колісним краном КС-4361.

Внутрішні сантехнічні роботи проводитимуться після виконання прорізів, обшивок, штукатурки стін у місцях прокладки коробів та повітроводів. Великогабаритне обладнання виводиться в проектне положення через кріпильні отвори, спеціально передбачені конструкціями підйомно-пересувними механізмами. По ходу приведення в проектне положення в стелі передбачені скоби, які будуть служити для кріплення шківів. У таблиці 6.1 наведено обсяги основних будівельно-монтажних та спеціальних будівельно-монтажних робіт. Інформація про потребу в будівельних конструкціях, матеріалах та обладнанні наведена в таблиці 6.2. Потреба в основних будівельних машинах і механізмах наведена в таблиці 6.3.

#### **5.4 Земляні роботи**

Котлован під житловим будинком, господарськими будівлями і автостоянкою викопують екскаватором з «перевернутою ногою» типу ЕО-4121 на гусеничному ході або ЕО-3322А на пневматичному колесі. Об'єм відра 0,65 м<sup>3</sup> і 0,5 м<sup>3</sup> відповідно. Підбір ґрунту в котловани здійснюватиметься вручну.

Ґрунт, витягнутий із котлованів, буде переміщено на деяку відстань до полігону, а потім використано для зворотної засипки та вертикального планування.

#### **5.5 Монтаж інженерних мереж**

Очікується, що монтаж мереж заводу буде здійснюватися в період основного будівництва під час опоряджувальних робіт.

Коробки для обслуговуючих мереж розкриватимуть екскаватором типу ЕО-3322А, оснащеним «перевернутою лопатою» на пневматичних колесах з об'ємом ковша 0,5 м<sup>3</sup>. Підбір ґрунту в траншеї буде здійснюватися вручну.

Труби в траншеї будуть укладатися автокраном КС-2571 або трубоукладачем Т-614.

Засипка траншей буде здійснюватися за допомогою бульдозера ДЗ-29 з пневмоущільнювачами пошарово.

### **5.6 Проведення робіт в зимових умовах**

У зимовий період проводити роботи дуже складно. При цьому існує ризик зниження якості споруджуваних конструкцій, тому під час роботи необхідно дуже ретельно дотримуватися технології проведення робіт в зимових умовах.

При будівництві споруд у зимовий період основними роботами є:

- влаштування монолітних конструкцій із залізобетону та бетону;
- монтаж залізобетонних конструкцій;
- кладка та монтаж цегляних блоків.

При виконанні бетонних робіт необхідно керуватися СНиП 3.03.01-87 (Глава 2).

У проєкті виконання робіт обговорюються:

- методи приготування бетону;
- способи встановлення та методи підтримки температури;
- утеплювач і тип опалубки;
- міцність бетону на момент зняття опалубки, період зняття опалубки та навантаження;

Зимові умови визначаються середньодобовою температурою зовнішнього повітря 5 С і нижче.

Будівництво цегляних конструкцій в зимових умовах ведеться з використанням розчинів з протиморозними, морозоохолоджуючими і обігрівуючими добавками кладки. При цьому необхідно звернути увагу на ділянки стін, де застосована несуча здатність 80%.

Загальні заходи сайту в зимовий період:

- організувати приміщення для теплових працівників;
- ізоляція пристроїв для бетону та розчину;
- постійне очищення робочих місць і споруд від снігу та льоду;
- облаштування обладнання та електроопалення.

### **5.7. Інструкція з контролю якості будівельних робіт**

Перевірку та побудову геодезичної мережі, порушення та зміну допусків при монтажі здійснюють геодезичні служби підрядників.

Використовуються такі засоби:

- Теодоліт Т-2 та його еквіваленти;
- Порівняно рівень Н-3 і рулетку РК-50.

Контроль якості розчину та бетону здійснюється шляхом лабораторних аналізів проб.

Перед остаточним закріпленням збірних бетонних і залізобетонних конструкцій необхідно перевірити їх розташування в плані і висоті і економічно вигідно підготувати шви до зварювання і вирівнювання.

Закінчивши кладку кожного поверху, за допомогою рівня перевіряють горизонтальність відміток на верхній частині кладки.

### **5.8 Геодезичне забезпечення будівництва**

У підготовчий період планується:

- винесення меж ділянки;
- розбивати та лагодити будівельну сітку або основні осі будинку;
- визначення квот на ділянку.

Геодезична висотна основа на будівельному майданчику закріплюється постійними розмітками так, щоб висотні розмітки можна було розмежувати на будівельному майданчику двома опорними точками.

При визначенні місця розташування показчиків рівня враховуються місцеві мережі, рух транспорту в період будівництва, рух ґрунту з котлованів і траншей.

Місце кріплення зручно для установки геодезичних приладів на знак і зняття з них вимірювань.

Переміщення головних осей перевіряють двічі. Осі будиночка закріплюють осевими мітками. Після завершення робіт з облаштування підземної частини будівлі проводиться виконавча зйомка передбачуваного положення елементів конструкції.

### 5.9 Розрахунок складських площ

Площа складських приміщень для зберігання конструкцій, матеріалів і напівфабрикатів визначається за формулою:

$$S = \frac{n \times Q_3 \times K \times a}{t \times q} \text{ (м}^2\text{)}, \text{ (6,1)}$$

де  $n$  – кількість днів, протягом яких матеріали або конструкції зберігалися на складі;

$Q_3$ – загальна потреба в матеріалах або конструкціях.

$T$ - тривалість витрати матеріалів або конструкцій згідно з графіком виробництва робіт (приймається на основі календарного плану).

$K$ - коефіцієнт нерегулярності надходження матеріалів або конструкцій (приймається в межах 1,3-1,5).

$A$ - коефіцієнт, що враховує наявність проходів у складських приміщеннях.

$Q$ - норма зберігання матеріалів або конструкцій на 1 м<sup>2</sup> площі складу.

Кількість складів виходить з умови справедливого розподілу ресурсів на трудовому фронті. У бюджетному плані вказані місця завантаження матеріалів.

Таблиця 6.1

#### Відомості про обсяги основних будівельних, монтажних і спеціальних робіт будівельні роботи

№ статті	Назва твору	колишній	Житлові будинки



1.	Земляні роботи: земляні роботи	м3	6272,0
	начинка	м3	941,0
2.	Влаштування ін'єкційних паль	м3	5261,4
3.	Улаштування бетонних блоків	м3	1645,2
4.	Стінна кладка	м3	1499,04
5.	Облаштування зі сходами та майданчиками	м3	105,19
6.	Монтаж металоконструкцій	Т	11,12
7.	Монтаж монолітних конструкцій	м3	947,0
8.	Планування підлоги: бетон	м2	896,0
	паркетна підлога	м2	18000,0
	з кераміки	м2	2608,0
9.	Заповнення щілин: віконних прорізів	м2	1467,0
	двері	м2	1700,0
10.	Окуляри	м2	2934,0
11.	Схема даху	м2	1165,0
12.	Штукатурні роботи	м2	11200,0

Таблиця 6.2

**Інформація про потребу в будівельних конструкціях,  
матеріали та обладнання**

№ статті	Назва твору	А. колишній.	Житловий будинок
1.	Бурунабивні палі	м3	5261,4
2.	Бетонні блоки стін підвалу	м3	1645,2
3.	Цегла	тощо	1499.04
4.	Збірні сб сходи та майданчики	м3	105.19
5.	Металеві конструкції	Т	11,12
6.	Монолітні конструкції	м3	947,0
7.	Паркет	м2	18000,0
8.	Керамічна плитка	м2	2608,0
9.	Віконні блоки	м2	1467,0
10.	Дверні замки	м2	1700,0
11.	скло	м2	2934,0
12.	Металочерепиця	м2	1165,0

Таблиця 6.3

**Потреба в основних будівельних машинах і механізмах**

НІ	Ім'я	Упо. v м.	Скільки
1.	Д-271 Бульдозер	шматок	2
2.	Також ДЗ-29	шматок	2
3.	Екскаватор ЕО-4121	шматок	2
4.	Крім того, ЕО-3322 А	шматок	2
5.	Кран баштовий КБ-676	шматок	1
6.	Кран баштовий КБ-405.2	шматок	1
7.	Кран автомобільний КС-2561 Е	шматок	2
8.	Гусеничний кран МКГ-25	шматок	2
9.	Трубоукладач Т-614	шматок	2
10.	Штукатурна станція	шматок	1
11.	Станція фарбування	шматок	1

		к	
12.	Зварювальний апарат СТШ-500	шматок	4
13.	Люльки підвісні ЛЕ-100/300	шматок	8
14.	Каток Д-9 (Д-484)	шматок	2
15.	Асфальтоукладацьник Д-150 Б	шматок	2
16.	Монтаж УВС	шматок	8

Розрахунок потреби в машинах і механізмах здійснюється за «Розрахунковими правилами складання POS» ч.1 1973 року з урахуванням перехідного коефіцієнта для цін 2024 року.

## Розділ 6. ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

Реформована система цін у будівництві, запроваджена в Україні з 1 жовтня 2000 р. (зі змінами, внесеними згідно з додатком № 3, затвердженим наказом ДМСУ від 05.07.2002 р. № 80; зм. 2, затвердженого наказом ДНУ від 17.06.2003 р. № 85) містить кошторисні нормативи, правила визначення вартість будівництва та складання інвесторсько-кошторисної документації.

**Розрахункові нормативи**— узагальнена назва комплексу оціночних правил, які об'єднані в окремі збірники. Разом з нормами і правилами, що містять необхідні вимоги, вони служать для визначення вартості будівництва.

**Документація щодо оцінки інвестором** являє собою комплект кошторисів (кошторисних розрахунків), відомостей про кошторисну вартість пускових комплексів, етапів будівництва, зведення витрат, пояснювальних записок і ресурсних відомостей, складених на стадії розробки проектної документації.

Визначення вартості будівництва за допомогою елементарних кошторисних норм вимагає значних розрахунків і відповідного терміну. Для прийняття рішень на етапах техніко-економічного обґрунтування (ТЕО) або техніко-економічного розрахунку (ТЕР) інвестицій державним будівельним законодавством передбачено використання зведених показників вартості будівництва.

**Місцевий** Кошториси є первинними кошторисними документами і складаються на окремі види робіт і витрати на будівлі і споруди або на загальнооб'єктові роботи за обсягами, визначеними при розробленні проектної документації.

Локальні кошториси (місцевих ресурсів) складаються з вартості за поточного рівня цін трудових і матеріально-технічних ресурсів.

При складанні локальних кошторисів використовуються:

- правила оцінки елементарних ресурсів України;
- інструкції щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм;
- ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин і механізмів;
- актуальні ціни на матеріали, вироби та конструкції;
- діючі ціни за машино-годину;

- поточна вартість робочого часу відповідного виду робіт;
- діючі ціни на перевезення будівельних вантажів;
- правила визначення загальновиробничих витрат.

Локальні оцінки включають прямі та накладні витрати на виробництво.

Прямі витрати включають заробітну плату робітників; вартість матеріалів, виробів, конструкцій та експлуатації будівельних машин і механізмів. Вони визначаються в локальних кошторисах шляхом множення розрахованих за виконавчими кресленнями обсягів робіт на відповідний зведений показник (або ціну за одиницю). Зведені показники прямих кошторисних розрахунків на загальнобудівельні, санітарно-технічні та внутрішньотехнічні роботи, внутрішній електромонтаж, на придбання та монтаж технологічного обладнання.

Виробничі загальновиробничі витрати - це витрати на організацію будівельно-монтажних робіт, які включаються до собівартості виробництва будівельно-монтажних робіт і необхідні для відшкодування витрат на управління та обслуговування будівельного виробництва, на організацію робіт на будівельних об'єктах і благоустрій технології.

Для розрахунку загальновиробничих витрат їх перелік наведено в дод. 19 ДБН Д.1.1 – 1 – 2000 (з урахуванням додатку № 3), згрупованих у три блоки:

- кошти на оплату праці працівників;
- відрахування на соціальні заходи відповідно до законодавства;
- решта статей видаткової відомості.

Кошти на оплату праці працівників розраховуються виходячи з витрат на оплату праці працівників, виробничих накладних витрат і відповідної погодинної праці.

В інвесторських оцінках витрати на оплату праці працівників виробничі накладні витрати визначаються за формулою:

$$ТЗВ = ТПВ \cdot К, (10.1)$$

де ТЗВ – вартість праці працівників, заробітна плата яких входить до загальновиробничих витрат, люд.-год.;

ТПВ - розрахункова нормативна і кошторисна трудомісткість робіт, передбачена в прямих витратах, яка враховує вартість праці робітників, зайнятих на будівельно-монтажних роботах, управлінні та обслуговуванні будівельних машин і механізмів, робочий час;

К — середній коефіцієнт переходу від нормативної та розрахункової розрахункової трудомісткості робіт, передбачених прямими витратами, до вартості праці працівників загальнопромислових витрат.

Кошти на оплату праці на стадії складання кошторису вартості інвесторських робіт приймаються в розмірі, рекомендованому Держбудом для будівництва, за п'ятою нормативною категорією на виконання робіт.

В інвестиційних кошторисах середній коефіцієнт переходу від трудомісткості робіт, передбаченої законодавством і розрахункової, передбаченої в прямих витратах, до вартості праці працівників загальнопромислових витрат приймається в розмірах, рекомендованих Держбудом. . .

Відрахування на соціальні заходи визначаються виходячи із встановлених законодавством норм та розрахункової заробітної плати.

Розрахункова заробітна плата визначається як сума заробітної плати:

- робітники, зайняті на будівельних роботах та керуванні та обслуговуванні будівельних машин і механізмів;
- працівників, зазначених у загальнопромислових витратах.

На етапі складання інвесторсько-кошторисної документації кошти на покриття решти статей кошторису розраховуються на підставі кошторисної нормативної та кошторисної трудомісткості робіт, які включаються до прямих витрат, та середніх показників. визначити кошти на покриття решти статей кошторису, розраховані в грошовому виразі за годину роботи відповідно до визначеної інтенсивності роботи. Ці показники надає Держбуд.

Кошторисні розрахунки об'єктів складаються на поточному рівні, по об'єктах в цілому, з узагальненням даних локальних кошторисів, з групуванням робіт і витрат за відповідними графами кошторисної вартості «будівельні роботи», «монтажні роботи», «обладнання». , меблі та інвентар», «інші витрати».

В об'єктивних оцінках за даними місцевих кошторисів вказується розрахункова трудомісткість і розрахункова заробітна плата.

У магістерській кваліфікаційній роботі виконано локальний кошторис на бетонні та опалубні роботи.

## Розділ 7. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

### Аналіз доцільності будівництва багатоповерхового житлового будинку із використанням високодемпфуючих сейсмоізоляторів у сейсмічній зоні

#### 7.1 Стан питання та задачі дослідження

**ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ:** Сейсмостійкість будівель та споруд.

**ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕННЯ:** Вплив системи сейсмічного захисту із використанням гумових високодемпфуючих сейсмоізоляторів на основі натурального каучуку на сейсмостійкість будівлі у сейсмічній зоні.

**Мета наукової роботи** - визначення ступеня впливу високодемпфуючих сейсмоізоляторів у рівні пальового ростверку на сейсмостійкість багатоповерхової житлової будівлі із метою визначення доцільності її побудови за розрахункової інтенсивності сейсмічних впливів 7 балів.

#### **Задачі роботи:**

- виконати аналіз інженерно-геологічних та сейсмологічних умов майданчика будівництва;
- розробити конструктивні рішення вузлів сейсмоізоляції на основі гумових ізоляторів, виготовлених із натурального каучуку та розрахувати параметри ізоляторів;
- розрахувати просторову модель будівлі, яка включає фундамент та верхню будову, на основні та аварійні сполучення навантажень (за спектральним методом ДБН В.1.1-12 [1] з урахуванням сейсмоізоляції та при її відсутності та на впливи акселерограм;
- розробити рекомендації щодо конструктивних рішень будівлі та фундаменту;
- проаналізувати отримані результати та запропонувати практичні рекомендації, а саме, встановити доцільність побудови багатоповерхового житлового будинку у м. Чорноморськ, Одеської обл.

Зважаючи на те, що м. Чорноморськ розташоване в сейсмічній зоні, для якого поверховість зазначеного типу будівель обмежується 12 поверхами,



проектування і будівництво будівлі більшої поверховості має бути обґрунтовано з урахуванням вимог 7.1.1 ДБН В.1.1-12 «Будівництво в сейсмічних районах України» [1]. Крім того, відповідно до п. 7.1.1, розділу 12 ДБН В.1.1-12 та Зміни №1, для забезпечення сейсмостійкості багатоповерхових будинків необхідно влаштування системи сейсмічного захисту. При цьому має виконуватись науково-технічний супровід проектування відповідно до положень ДБН В.1.2-5 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» [2].

При розробленні системи сейсмосахисту враховано досвід проектування та будівництва трьох 27 поверхових житлових будинків з системами вібро- та сейсмоізоляції у рівні пальового розтертку на Оболонському проспекті у м. Києві.

Запатентований спосіб і система сейсмічного та вібраційного захисту призначені для вирішення проблеми техногенно-екологічної безпеки житлових будинків: підвищення сейсмостійкості, забезпечення безпечної експлуатації, комфортних умов проживання у будинках при використанні спеціальних конструктивних елементів – гумових високодемпфуючих сейсмоізоляторів, які виготовляються на основі натурального каучуку в Україні (м. Дніпро).

## **7.2 Характеристика інженерно-геологічних умов майданчику будівництва**

У 2018 році на стадії «Проект» ФОП «Донцов В.М.» були виконані інженерно-геологічні вишукування [6], які використовувались при проектуванні та розрахунках будівель по вул. Корабельна, 1.

В лютому 2019 р. Центром інженерних досліджень були виконані уточнювальні інженерно-геологічні вишукування на майданчику проектування нового житлового комплексу з вбудованими приміщеннями громадського призначення, об'єктами соціального обслуговування і підземним паркінгом по адресу: м. Чорноморськ, вул. Корабельна, 1.

В процесі нових робіт були пробурені 11 свердловин глибиною по 40-41 м (с проходкою товщі вапняку і заглибленням в підстилаючі піщано-глинисті породи на 8-13 м). В свердловинах проводився відбір проб ґрунту з

непорушеною і порушеною структурою, за якими в геотехнічній лабораторії були виконані визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів за встановленими методиками і ДСТУ.

На основі камеральної обробки даних польових і лабораторних робіт виділені інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) і складений звіт з відповідними текстовими і графічними додатками. При написанні звіту були використані матеріали вишукувань, виконаних раніше на даній території [6].

Ділянка вишукувань знаходиться в Приморському районі м. Чорноморська, по вул. Корабельна, 1.

В геоструктурному відношенні Чорноморськ розташований у межах північного схилу Причорноморської западини.

В морфологічному відношенні прибережна частина м. Чорноморська є частиною Причорноморської низовини, і являє собою еолово-делювіальну рівнину, яка сформувалася в четвертинний час на понтичній поверхні вирівнювання, що має слабкий нахил в сторону моря і прорізана лиманами, балками і ярами.

Відповідно до схеми інженерно-геологічного районування України ділянка робіт розташована в зоні А-2 північно-західної частині Причорноморської западини.

В геологічній будові верхньої частини розрізу північного-західного шельфу Чорного моря приймають участь неогенові і четвертинні відклади.

*Неогенова система.* Сарматський ярус, верхній під-ярус ( $N_1S_3$ ). Під-ярус представлений теригенними відкладами глинистого басейну, серед яких виділяються два літолого-стратиграфічні комплекси - глинистий і піщаний. Глинистий комплекс представлений глинами блакитно-сірими, світло-сірими, з прошарками пісків, вапняків та мергелів. Піщаний комплекс складений кварцовим мілкозернистим піском з прошарками глин.

Породи верхнього сармату залягають на теригенному комплексі середнього сармату ( $N_1S_2$ ) і перекиваються, в основному, верхньоплейстоценовими

відкладами. В районі досліджень сармат перекривається відкладами меотичного віку.

Меотичний ярус ( $N_{1m}$ ). Меотичні породи, в основному, являються озерно-болотними відкладами низинної суші приморських акумулятивних рівнин. Представлені глинами і алевритами. Глини мають зеленувато-сірий, блакитно-сірий, сірий колір. Часто зустрічаються прошарки глин з буруватим відтінком. Глини алевритові, щільні. В них зустрічаються карбонатні стяжіння, обломки раковин молюсків. Основною мінералогічною складовою є монтморилоніт, у меншому ступеню присутня гідроліта і каолініт. Алеврити мілкі, глинисті. Іноді зустрічаються і крупні різновиди алевритів. Колір алевритів сірий, зеленувато-сірий, часто з жовтуватими охристими плямами. Алеврити в невеликій кількості містять піщаний матеріал.

Понтичний ярус ( $N_{1pn}$ ). Породи понту уявляють собою відклади відкритого мілкого шельфу. Вони трансгресивно залягають на меотичних відкладах, перекриваються верхньопліоценовими породами. Вапняки оолітово-раковинно-детритові, складені уламковим органічним матеріалом (25-60%), оолітами (5-45%) і цементом (50-70%). Мають жовтий, жовто-сірий колір. Щільні в різному ступені, перекристалізовані. Текстура вапняків ніздрювата, кавернозна. Часто в них зустрічаються зерна кварцу, польового шпату, скуплення глинистих мінералів. Основа вапняків – органічні уламки, складені мілкозернистим кальцитом, часто з гідроокисами заліза.

Верхньопліоценові ( $N_2^3$ ) породи представлені червоно-бурими, коричневими глинами і суглинками, щільними, з включенням карбонатів і гіпсу.

*Четвертинні відклади (Q)* – це в основному континентальні утворення позальодовикової епохи, які чохлають покривають вододільне плато, схили долин річок та балок. Представлені еолово-делювіальними лесовидними суглинками і супісками, алювіальними відкладами балок і рік, лиманно-морськими осадками озер, лиманів і моря.

В геоморфологічному відношенні майданчик проектування приурочений до лівого схилу Аркадійської балки. Абсолютні відмітки поверхні на майданчику становлять 35-38м, з ухилом поверхні південному напрямку – в сторону тальвегу балки.

В інженерно-геологічній будові території приймають участь четвертинні еолово-делювіальні лесовидні суглинки і супіски ( $e, vd Q_{I-III}$ ), які підстилаються верхньопліоценовими червоно-бурими суглинками і глинами ( $N_2^3-Q_1$ ), понтичними вапняками ( $N_{1pn}$ ) та меотичними глинами ( $N_{1m}$ ). З поверхні ці відклади перекриті насипним і ґрунтово-рослинним шаром ( $th, e Q_{IV}$ ).

Нижче наводиться опис виділених інженерно-геологічних елементів (ІГЕ).

Шар-1 Насипний шар – асфальт, суглинок з включенням будівельного сміття, ґрунт рослинного шару. Загальна потужність 0,5-1,2м.

ІГЕ-2  $Q_{III} df$  Суглинок лесовидний легкий світло-бурий, твердої консистенції. Потужність становить 0,9-2,6м.

ІГЕ-3  $Q_{III} bg$  Супісок лесовидний палевий твердої консистенції. Залягає на глиби 1,5-3,4м, потужність становить 4,2-6,4м.

ІГЕ-4  $Q_{III} vt$  Суглинок лесовидний важкий бурий твердої консистенції. Залягає на глибині 6,2-8,8м, на абс. відм. 26,3-30,0м, потужність 1,6-4,0м.

ІГЕ-5  $Q_{III} dn$  Суглинок лесовидний легкий бурувато-палевий твердої консистенції. Залягає на глибині 8,6-11,7м, на абс. відм. 23,7-26,4м, потужність 1,1-2,1м.

ІГЕ-6с  $Q_1 N_2^3$  Суглинок важкий червоно-бурий, коричневий, твердої консистенції. Заміщується глиною ІГЕ-6г.

ІГЕ-6г  $Q_1 N_2^3$  Глина легка червоно-бура твердої консистенції, з включенням карбонатів і гіпсу. Заміщується глиною ІГЕ-6с

Покрівля ІГЕ-6с,6г злягає на глибині 9,8-13,2м, на абс. відм. 22,8-25,1м, загальна потужність 2,1-4,1м.

ІГЕ-7а  $N_{1pn}$  Суглинок червоно-бурий твердої і напівтвердої консистенції, з включенням дресви та щебню вапняку 20-25%. Залягає на глибині 12,1-16,6м, на абс. відм. 19,4-22,6м, потужність 0,6-2,2м.

ІГЕ-7б *N<sub>1рп</sub>* Вапняк жовто-бурий, вивітрілий до щебню і плиток з суглинисто-супіщаним заповнювачем, тріщинуватий, дуже низької міцності. Залягає на глибині 13,5-18,0м, на абс. відм. 18,7-20,5м, потужність 0,8-3,0м.

ІГЕ-7пл *N<sub>1рп</sub>* Вапняк-черепашник жовто-сірий, плитчастий, тріщинуватий, низької міцності, з плитками перекристалізованого маломіцного, у подошві - водонасичений. Залягає у верхній частині та у подошві товщі вапняку, відповідно на глибинах 13,7-20,2м, та 24,8-29,6м.

ІГЕ-7п *N<sub>1рп</sub>* Вапняк-черепашник жовтий піляний, дуже низької міцності. Залягає на глибині 17,0-24,0м, на абс. відм. 13,3-18,0м, потужність 5-9м.

Загальна потужність вапнякової товщі 13,0-16,6м.

ІГЕ-8г *N<sub>1т</sub>* Глина легка зеленувато-сіра, з прошарками темно-зеленої, сірої, напівтвердої і твердої консистенції, з включенням дресви вапняку. Заміщується суглинком ІГЕ-8с, супіском ІГЕ-8\*.

ІГЕ-8с *N<sub>1т</sub>* Суглинок важкий світло-зелено-сірий напівтвердої та тугопластичної консистенції, з лінзами супіску. Заміщується глиною ІГЕ-8г, супіском ІГЕ-8\*.

ІГЕ-8\* *N<sub>1т</sub>* Супісок блакитно-сірий, зелено-сірий, охристий, пластичної і текучої консистенції, з прошарками піску водонасиченого.

Покрівля ІГЕ-8г,8с,8\* залягає на глибині 26,3-31,6м, на абс. відм. 4,3-7,9м.

ІГЕ-9г *N<sub>1т</sub>* Глина легка зелено-сіра, твердої та напівтвердої консистенції, мергелиста. Заміщується суглинком ІГЕ-9с.

ІГЕ-9с *N<sub>1т</sub>* Суглинок важкий світло-зелено-сірий напівтвердої консистенції, з лінзами супіску. Заміщується глиною ІГЕ-9г.

Покрівля ІГЕ-9с,9г залягає на глибині 34,7-39,0м, на абс. відм. (-4,0) ÷ +2,7м.

Гідрогеологічні умови майданчику характеризуються наявністю підземних вод в подошві понтичного вапняку.

Водоносний горизонт залягає на глибині 24,4-30,2м, на абс. відм. 7,1-9,8м.

Горизонт безнапірний, живиться за рахунок інфільтрації атмосферних опадів в зонах ерозійних врізів (за межами ділянки робіт), сезонні коливання рівня становлять ±0,5м.

Вода за іонним складом гідрокарбонатно-сульфатна кальцієво-натрієва, з мінералізацією 1,5-2,5г/дм<sup>3</sup>, слабоагресивна за вмістом хлоридів до арматури з/б конструкцій при періодичному змочуванні, слабоагресивна за водневим показником до бетону на портландцементі марки W4.

В лесовидних відкладах ґрунтові води на період вишукувань відсутні. Досвід будівництва в м. Чорноморськ показує, що в результаті забудови територій відбуваються зміни водного балансу. При використанні паливних фундаментів ґрунти ущільнюються, асфальтування території приводить до зменшення випаровування з поверхні, витоки з водонесучих комунікацій сприяють замочуванню ґрунтів. Як наслідок, починає формуватися техногенний водоносний горизонт в лесовидних відкладах, з поступовим підйомом рівня до глибин 4-6м.

Лесові ґрунти при замочуванні проявляють властивості просідання від власної ваги. Сумарне просідання ґрунту при природному тиску може становити 8-10см (див. таблицю 1.1). Початковий тиск просідання для ІГЕ-2,3,4,5 становить 0,04-0,08МПа. Загальна потужність просідаючих ґрунтів 9-12м.

Таблиця 1.1 - Характеристики властивостей просідання і розрахунку

№ свердловини	№ ІГЕ	Глибина відбору, м	Природний тиск $R_{пр}$ , МПа	Потужність, см	Величина просідання, см	Відносна деформація просідання, $\epsilon_{sl}$						Початковий тиск просідання $R_{п}$ , МПа	
						При природному тиску	При $P$ , МПа						
							0,05	0,10	0,15	0,20	0,25		0,30
6	3	5,0	0,08	260	2.9	0.011	0,008	0,014	0,018	0,023	0,028	0,036	0,07
	3	6,5	0,10	160	2.6	0.016	0,011	0,016	0,022	0,030	0,040	0,047	0,04
	4	7,5	0,11	180	2.3	0.013	0,006	0,012	0,017	0,023	0,027	0,031	0,08
	5	9,2	0,14	110	2.0	0.018	0,009	0,013	0,019	0,026	0,032	0,040	0,06
	6с	12,0	0,18	240	-	0.007	0,003	0,004	0,006	0,008	0,008	0,008	>0.3
Сумарне просідання 9.8 см													

просідання ґрунту

Суглинок ПГЕ-6с властивостей просідання не має.

В умовах вільного набухання глина ПГЕ-6г середньо- та сильнонабухаюча, має відносну деформацію набухання без навантаження ( $\epsilon_{sw}$ ) 0,10-0,14, суглинок ПГЕ-6с є слабо- та середньонабухаючим, відносна деформація набухання без навантаження ( $\epsilon_{sw}$ ) якого становить 0,07-0,09. Тиск набухання ПГЕ-6с 0,10-0,20 МПа, для ПГЕ-6г 0,25-0,30 МПа.

Інженерно-геологічні процеси. Ділянка вишукувань знаходиться на схилі Аркадійської балки. На відкритих ділянках схилу можливі процеси ерозії та площинного змиву.

На території вишукувань розповсюджені лесові породи з другим типом ґрунтових умов за просіданням. У подальшому можливе формування у лесових ґрунтах техногенного водоносного горизонту.

У якості несучого шару для палевих фундаментів рекомендується використовувати, в залежності від проектного навантаження, суглинки та глини ПГЕ-6с,6г, вапняки ПГЕ-7пл або суглинки та глини ПГЕ-8с,8г.

Несучу здатність паль та глибину їх занурення у несучий шар слід уточнити за результатами пробних натурних випробувань паль – не менше 2-х випробувань під кожну будівлю.

При проектуванні слід дотримуватися вимог нормативної документів і передбачити заходи, що застосовуються на територіях розповсюдження просідаючих ґрунтів для захисту ґрунтів від замочування (виконати планування поверхні для забезпечення відводу атмосферних вод від будівель, провести відвід дахових вод, прокладку водонесучих комунікацій проводити в захисних варіантах з ухилом від будинку та інші, у подальшому проводити контроль технічного стану водонесучих комунікацій).

Територія відноситься до потенційно підроблених – в пиляному вапняку можлива наявність підземних виробок - катакомб. При виконанні вишукувань пустоти у вапняку не зустрічалися.

Відповідно до ДБН [1] за картами ОСР-2004-А і ОСР-2004-В (для споруд класу відповідальності СС2) сейсмічність м. Одеса становить 7 балів. Розрахункову сейсмічність слід прийняти 7 балів за результатами робіт з сейсмічного мікрорайонування будівельного майданчику [4].

Нормативні і розрахункові значення показників фізико-механічних властивостей ґрунтів і групи ґрунтів за розробкою наведені в таблиці 1.2.



Таблиця 1.2 - Таблиця нормативних та розрахункових фізико-механічних властивостей ґрунтів і групи ґрунтів за розробкою

Стратиграфічна шкала	№ГЕ	Найменування ґрунту за ДСТУ Б.В. 2.1-2-96	Нормативні значення														Расчетные значения								Межа міцності при одноосовому стисненні	Ро	Група ґрунту за розробкою (ДСТУ Б.Д.2.4-1:2012)	Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями ДЕН.В.1.1.-12:2014								
			Природна вологість	межа текучості	межа розкошування	Число пластичності	Показник текучості (консистенція)	щільність ґрунту	щільність сухого ґрунту	Коефіцієнт пористості	Коефіцієнт водонасичення	кут внутрішнього терта		Питоме зчеплення		Модуль деформації		Границі зміни розрахункових значень щільності ґрунту при довірчій ймовірності		кут внутрішнього терта при довірчій ймовірності				Питоме зчеплення при довірчій ймовірності												
												φ1	φ2	C1	C2	при P=0.1-0.2 Мпа		при P=0.3-0.5 Мпа		Для ґрунтів		Для ґрунтів		прир. волог.					водонас.		прир. волог.		водонас.			
																Природної вологості	Водонасич.	Природної вологості	Водонасич.	E1	E2	0.95	0.85	0.95					0.85	0.95	0.85	0.95	0.85	0.95	0.85	
			доли одиниць				т/м	доли одиниць				градус		кПа		МПа		т/м				градус				кПа				МПа						
vd III df	2	Суглинок лесовидний світло-бурий твердий	0.11	0.30	0.20	0.10	<0	1.62	1.46	0.850	0.35	21	15	22	14	10	4			1.58-1.66	1.60-1.64	20	21	14	15	20	22	12	14					7в	III	
vd III bq	3	Супісок лесовидний палевий твердий	0.10	0.26	0.19	0.07	<0	1.56	1.42	0.897	0.30	23	12	10	5	9	3			1.53-1.59	1.54-1.58	22	23	11	12	8	10	3	5					8б	III	
vd III vt	4	Суглинок лесовидний бурий твердий	0.14	0.33	0.21	0.12	<0	1.69	1.48	0.821	0.46	21	15	26	16	12	5			1.66-1.72	1.67-1.71	20	21	14	15	24	26	14	16					7в	II	
vd II dn	5	Суглинок лесовидний буро-палевий твердий	0.12	0.28	0.19	0.09	<0	1.60	1.43	0.883	0.37	21	13	18	12	9	4			1.57-1.63	1.58-1.62	20	21	12	13	16	18	10	12					7в	III	
Q1-N2 <sup>3</sup>	6с	Суглинок червоно-бурий, коричневий, твердий	0.17	0.36	0.22	0.14	<0	1.77	1.51	0.791	0.58	21	15	32	18	16	8	23			1.73-1.81	1.75-1.79	19	20	14	15	26	28	16	18					7в	II
	6г	Глина червоно-бура тверда, з вкл.карбонатів та піску	0.19	0.45	0.25	0.20	<0	1.89	1.59	0.719	0.72	20				20		26			1.86-1.92	1.87-1.91	18	19									2д	II		
N1pn	7а	Суглинок жовто-бурий твердий і напіс твердий, з вкл.древини в апнаку	0.17	0.27	0.18	0.09	<0-0.20	1.85	1.58	0.701	0.65	22				20					1.83-1.91	1.85-1.89											0.3	7г	II	
	7б	Валняк жовто-бурий, вивітрений до щабено та плиток з суглинито-супіщаним заповнювачем	0.14			0.13	<0	1.87	1.64	0.652	0.58																						1.0-1.2	6б	II	
	7пл	Валняк плитчастий низької міцності, з прошарками перекристалізованого маломіцного						1.95																									2-4	6б	II	
	7п	Валняк жовтий пиляний дуже низької міцності	0.03					1.65																									0.5-0.8	6б	II	
N1m	8г	Глина світло-зелено-сіра, сіра, тверда і напіс тверда, з вкл.валняку	0.25	0.46	0.26	0.20	<0-0.25	1.96	1.57	0.747	0.92	19			42	16		24			1.92-2.00	1.94-1.98	18	19					40	42			2г	II		
	8с	Суглинок світло-зелено-сірий напіс твердий і тугопластичний, з вкл.валняку	0.26	0.36	0.22	0.14	0.20-0.40	1.93	1.53	0.769	0.92	18			28	11		16			1.90-1.96	1.91-1.95	17	18					26	28			7в	II		
	8*	Супісок блакитно-сірий, зелено-сірий, пластичний і текучий, з прошарками піску, водонасиченого	0.22	0.27	0.20	0.07	0.3-1.1	1.92	1.57	0.709	0.83	15			14	8		11			1.88-1.96	1.90-1.94	14	15					11	13			8а	III		
	9г	Глина зеленувато-сіра, тверда і напіс тверда, мергелиста	0.23	0.45	0.24	0.21	<0-0.25	1.93	1.57	0.746	0.84	19			48	17		23			1.90-1.96	1.91-1.95	18	19					42	45			2д	II		
	9с	Суглинок зелено-сірий напіс твердий	0.28	0.41	0.26	0.15	0.15	1.87	1.46	0.862	0.88	20			30	15		22			1.85-1.89	1.85-1.89	19	20					28	30			7в	II		

Топогеодезичний план ділянки з розташуванням георозвідувальних свердловин наведено на рис.1.1. Інженерно-геологічний розріз по лінії 5-5 показаний на рис. 1.2.

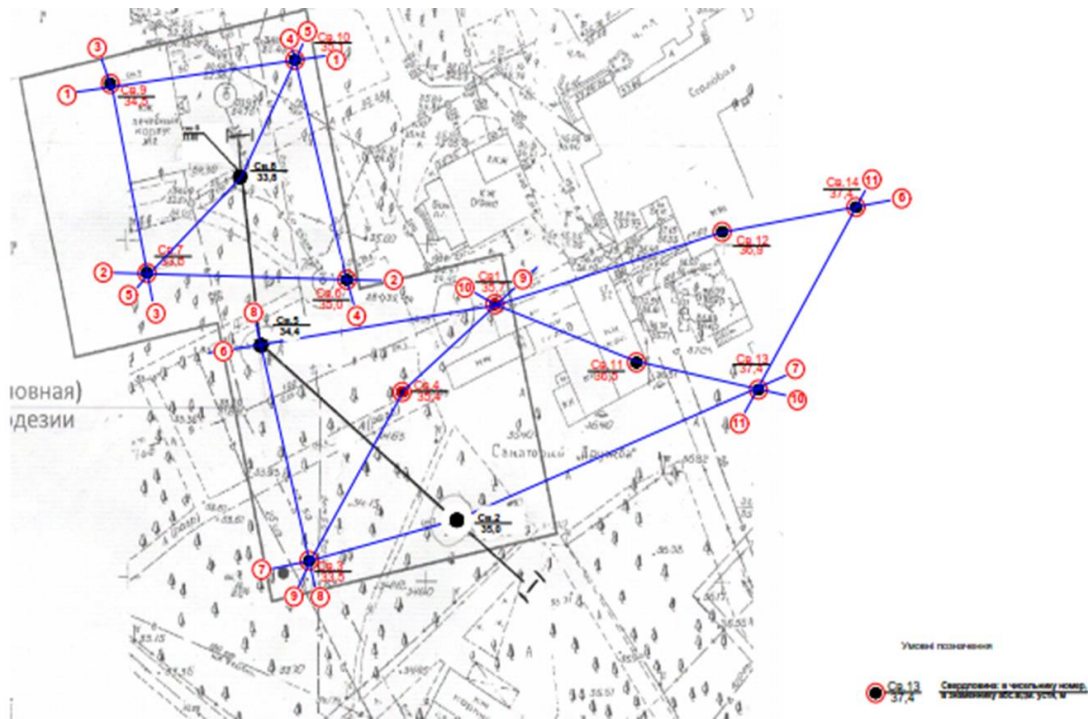


Рисунок 7.1 – Схема розташування свердловин

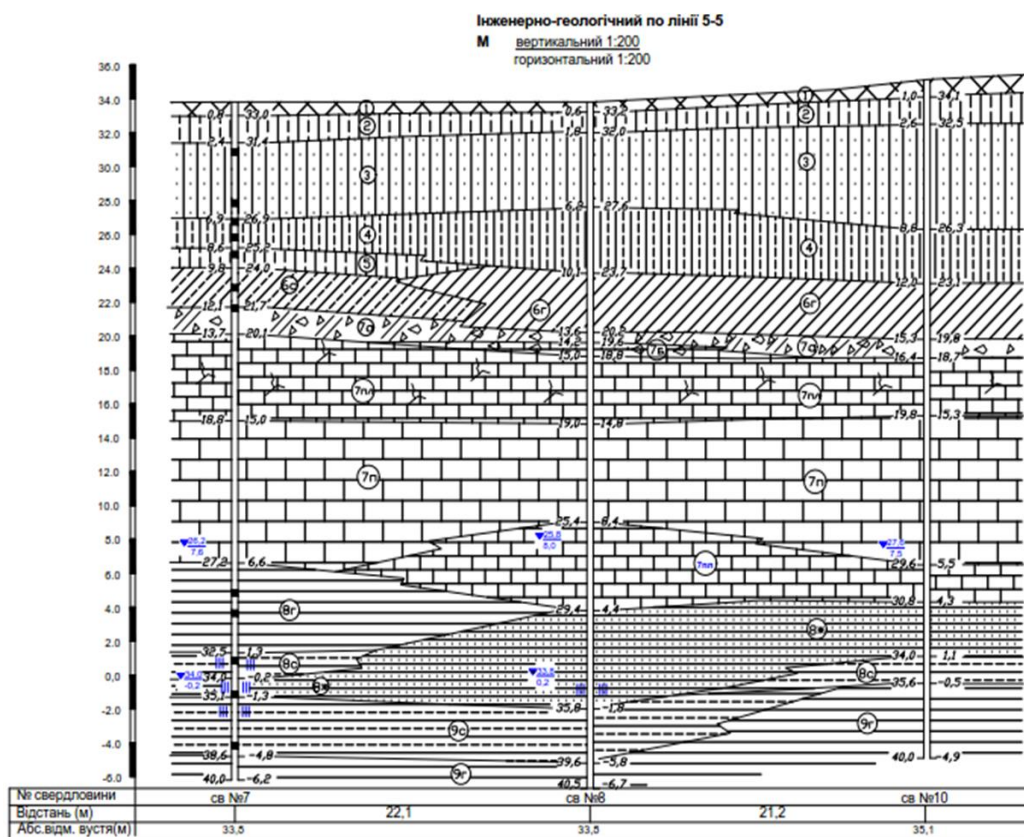


Рисунок 7.2 - Інженерно-геологічний розріз по лінії 5 - 5

### 7.3 Конструктивне рішення будівлі

Конструктивна схема будівель - монолітний залізобетонний безригельний каркас із залізобетонними ядрами жорсткості. Несучими вертикальними елементами каркаса є монолітні залізобетонні колони, пілони і ядра жорсткості, несучими горизонтальними елементами - монолітні залізобетонні безригельні перекриття. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою вертикальних і горизонтальних елементів будівлі.

Фундамент будівлі – запроектований з окремих груп паль, що об'єднані монолітною залізобетонною плитою ростверку, товщиною 1700 мм, з бетону С25/30, на залізобетонних палях Ø620 мм, довжиною 14,9 м.

Вертикальні несучі конструкції - монолітні залізобетонні пілони перерізом 1500х600 мм, 1500х550 мм, 1500х500 мм, 1500х450 мм та 1500х400 мм з бетону класу С25/30, робоча арматура А500С, поперечна - А240С. Стіни підземного поверху 300 мм, стіни сходово-ліфтових вузлів товщиною 300 мм, 400 мм та 500 мм з бетону класу С25/30, робоча арматура А500С, поперечна - А240С.

Монолітні перекриття товщиною 200 мм та 250 мм з бетону класу С25/30, робоча арматура А500С, поперечна - А240С.

Сходові площадки – монолітні залізобетонні товщиною 200 мм; сходи – монолітні.

Огороджувальні стінові конструкції – із газобетонних блоків товщиною 300 мм, щільністю 400 кг/м<sup>3</sup>. Зовнішні стіни утеплені ззовні мінераловатними плитами товщиною 50 мм, щільністю 150 кг/м<sup>3</sup>. Перегородки з газобетонних блоків: міжквартирні – 200 мм та 250 мм; міжкімнатні - 100 мм.

Покрівля скатна з внутрішнім зливостоком.

Відповідно до проектних даних [3] будівля, що проектується, характеризується класом наслідків (відповідальності) – СС2 відповідно до ДБН В.1.2-14 [9].

#### **7.4 Інженерно-сейсмологічна характеристика майданчика будівництва**

Нормативна інтенсивність сейсмічних впливів для майданчика будівництва прийнята на основі карти ЗСР-2004-А і списку населених пунктів України (для м. Чорноморськ), наведеного в ДБН В.1.1-12 [1], і становить 7 балів за шкалою ДСТУ Б В.1.1-28 [19].

Відповідно до результатів інженерно-геологічних вишукувань [5] і таблиці 5.1 ДБН В.1.1-12 [1] ґрунти майданчика будівництва відносяться до другої категорії за сейсмічними властивостями.

За результатами робіт із сейсмічного мікрорайонування майданчика будівництва, виконаних у 2016 році [4], прогнозована інтенсивність сейсмічних струсів на майданчику становить 7 балів за шкалою ДСТУ Б В.1.1-28 [19] з допустимим сейсмічним ризиком - 10% (період повторюваності 500 років).

Таким чином, розрахункове значення сейсмічної інтенсивності майданчика будівництва з урахуванням впливу локальних ґрунтових умов складає 7 балів за шкалою ДСТУ Б В.1.1-28 [19].

#### **7.5 Конструктивне рішення фундаментів**

На першому етапі проектування «Стадія П» фундамент було запроектовано пальового типу з буронабивних залізобетонних паль  $\varnothing 620$  мм довжиною 12.3 м, які об'єднувались монолітним залізобетонним плитним ростверком товщиною 170 см. Бетон приймався класу С25/30, а сполучення паль з ростверком - жорсткого типу. Загальна кількість паль дорівнювала 293 шт. [3].

Під подошвою плити ростверку була запроектована бетонна підготовка товщиною 100 мм з бетону класу С8/10.

Розрахункове навантаження на палі з урахуванням сейсмічних впливів було прийнято в проекті 310 тс.

Армування паль виконувалось робочою арматурою 10 стержнів  $\varnothing 25$  А500С, поперечна арматура  $\varnothing 8$  А240С (рис. 1.10). Схема розміщення палі БСм-1 на інженерно-геологічному розрізі наведена на рис. 1.11.

Армування плитного ростверку передбачено проектом у 8 рівнів: нижнє - у рівнях 1, 2 та 3, 4; верхнє - у рівнях 5,6 та 7,8.

## 7.6 Комп'ютерна модель будівлі

### 7.6.1 Опис розрахункової моделі

Розрахунки комп'ютерної моделі виконані з використанням програмного комплексу «ЛІРА-САПР» [7], який є комп'ютерною системою для структурного аналізу і проектування.

Для перевірки несучої здатності конструкцій будівлі була створена розрахункова модель у вигляді просторової системи, яка складається зі стрижневих скінчених елементів (СЕ), що моделюють роботу паль і колон, та оболонкових СЕ, що моделюють роботу діафрагм жорсткості, пілонів, плит перекриття та покриття (табл. 7.3). Сполучення несучих елементів між собою – жорстке.

Основні геометричні та фізико-механічні характеристики СЕ комп'ютерної моделі будівлі подано в таблиці 7.4.

Загальний вигляд скінченно-елементної моделі наведено на рисунку 7.3. Графічне відображення елементів типового поверху розрахункової схеми будівлі наведено на рисунку 7.4.

Таблиця 7.3 - Опис типів скінчених елементів, використаних у комп'ютерній моделі будівлі

N СЕ	Найменування СЕ	Площина розміщення	Ступінь свободи	Коментарі
1	2	3	4	5
10	Універсальний стержень 	довільно	X,Y,Z, UX,UY,UZ	1. Використовується для одно-, дво- та тривимірних задач.
41	Універсальний прямокутний оболонки елемент	довільно	X,Y,Z UX,UY,UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2. Враховуються

				<p>власності матеріалу:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ізотропія;</li> <li>- трансверсальна ізотропія;</li> <li>- ортотропія;</li> <li>- анізотропія</li> </ul>
42	<p>Універсальний трикутний елемент оболонки</p>	довільно	X,Y,Z, UX,UY,UZ	<p>1. Допускається наявність пружної основи.</p> <p>2. Враховуються власності матеріалу:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ізотропія;</li> <li>- трансверсальна ізотропія;</li> <li>- ортотропія;</li> <li>- анізотропія</li> </ul>
44	<p>Універсальний чотирикутний елемент оболонки</p>	довільно	X,Y,Z UX,UY,UZ	<p>1. Допускається наявність пружної основи.</p> <p>2. Враховуються власності матеріалу:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ізотропія;</li> <li>- трансверсальна ізотропія;</li> <li>- ортотропія;</li> <li>- анізотропія</li> </ul>

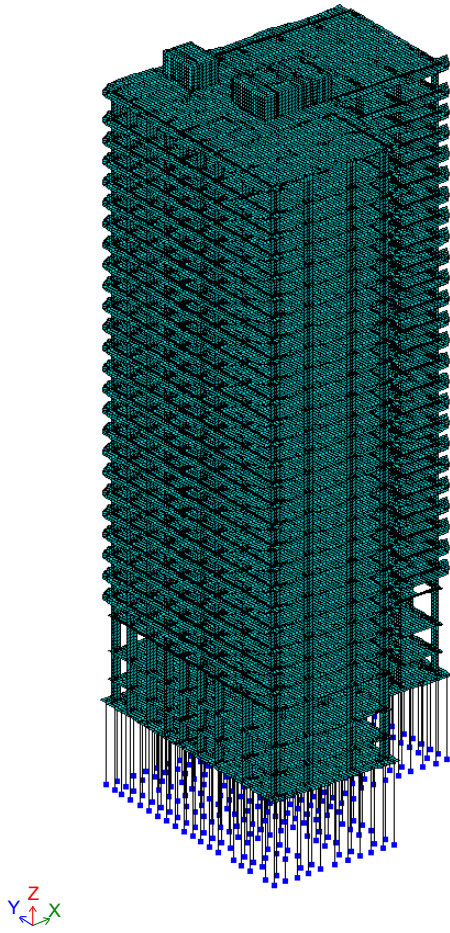
Таблиця 7.4 – Фізико-механічні та геометричні параметри конструктивних елементів у розрахунковій моделі будівлі

№ з. п.	Назва елемента	Фізико-механічні та геометричні параметри (переріз – см, жорсткості – МПа, т/м, маса – т/м <sup>3</sup> )	Положення в конструктивній схемі будівлі
1	Кільце 62x0	D=62, d=0, E=30e+003, $\nu = 0,2$ , $R_0 = 2,5$	Залізобетонні палі
2	Пластина Н15	H=15, E=32,5e+003, $\nu = 0,2$ , $R_0 = 2,5$	Залізобетонні сходові марші та площадки
3	Пластина Н20	H=20, E=32,5e+003, $\nu = 0,2$ , $R_0 = 2,5$	Плити перекриття та покриття
4	Пластина Н25	H=25, E=32,5e+003, $\nu = 0,2$ , $R_0 = 2,5$	Плити перекриття відм. -4,1 м та -0,1 м
5	Пластина Н30	H=30, E=32,5e+003, $\nu = 0,2$ , $R_0 = 2,5$	Залізобетонні діафрагми
6	Пластина Н50	H=50, E=32,5e+003, $\nu = 0,2$ , $R_0 = 2,5$	Залізобетонні діафрагми
7	Пластина Н40	H=40, E=32,5e+003, $\nu = 0,2$ , $R_0 = 2,5$	Залізобетонні пілони

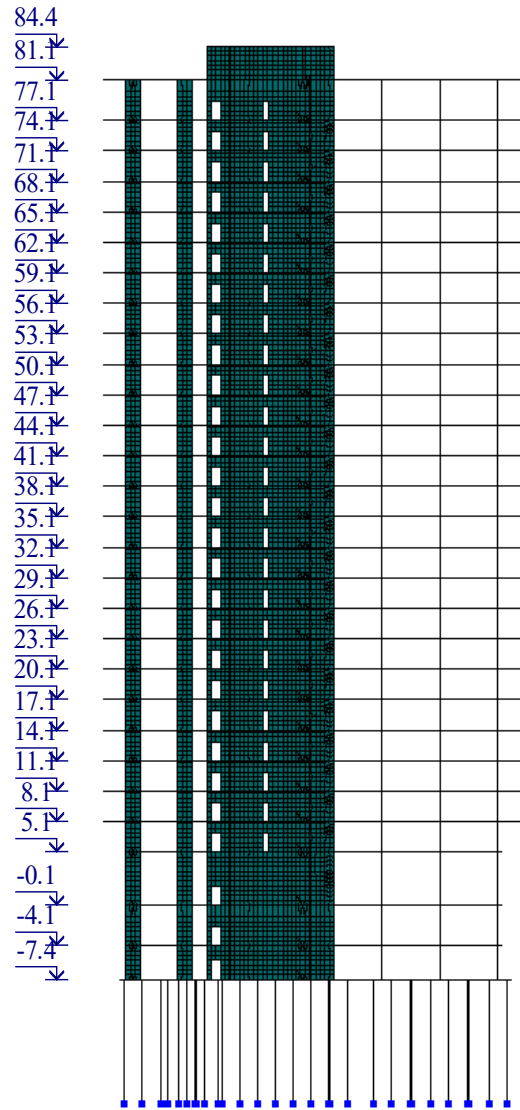
			відм. 53,1...81,1 м
8	Пластина Н45	$H=45, E=32,5e+003, \nu =0,2, R_0=2,5$	Залізобетонні пілони відм. 38,1...53,1 м
9	Пластина Н50	$H=50, E=32,5e+003, \nu =0,2, R_0=2,5$	Залізобетонні пілони відм. 23,1...38,1 м
10	Пластина Н55	$H=55, E=32,5e+003, \nu =0,2, R_0=2,5$	Залізобетонні пілони відм. 11,1...23,1 м
11	Пластина Н60	$H=60, E=32,5e+003, \nu =0,2, R_0=2,5$	Залізобетонні пілони відм. -7,4...11,1 м
12	Пластина Н170	$H=170, E=32,5e+003, \nu =0,2, R_0=2,5$	Ростверк
13	СЕ 55	Чисельне моделювання сейсмоізоляції	
14	СЕ 56	Чисельне моделювання ґрунтової основи	
15	Брус 1x1		Допоміжні СЕ

$H, B$  – геометричні розміри перерізу, см;  $E$  – модуль пружності, МПа;  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона;  $R_0$  – об’ємна маса, т/м<sup>3</sup>

СОБСТВЕННЫЙ ВЕС



а)



б)

Рисунок 7.3- Скінченно-елементна модель секції А будівлі з пальовим сейсмоізолюваним фундаментом:  
а - загальний вигляд; б - характерні аплікати



СОБСТВЕННЫЙ ВЕС

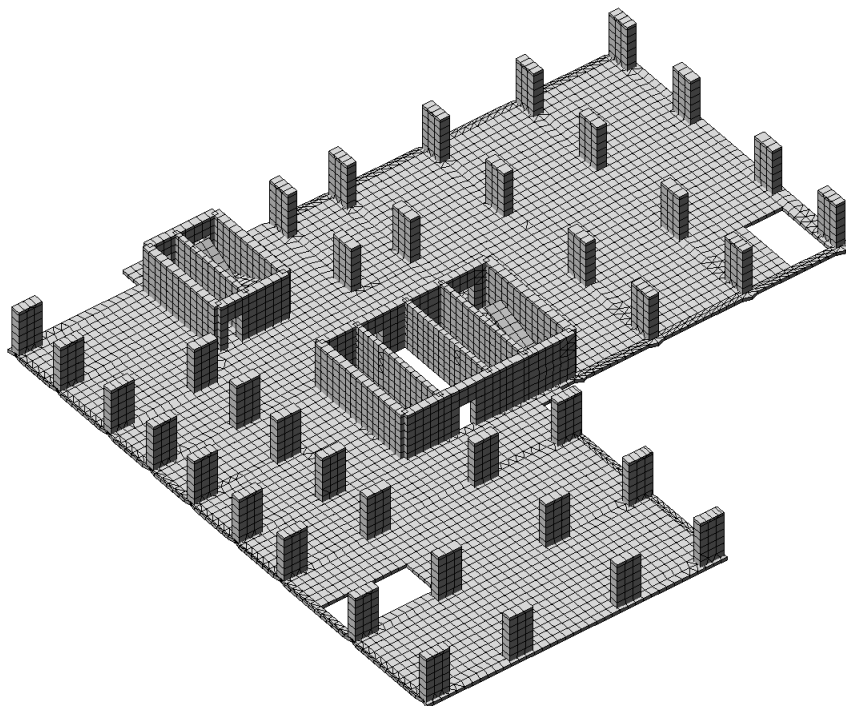
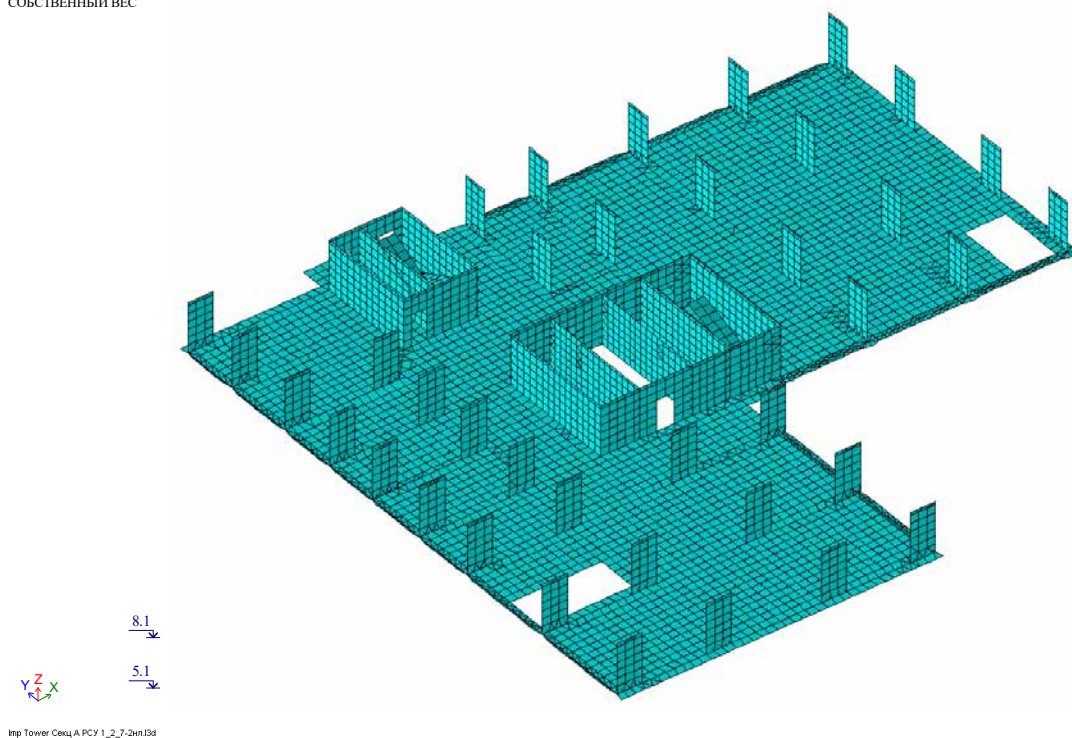


Рисунок 7.4. - Комп'ютерна модель типового поверху

### 7.6.2 Навантаження і впливи

Розрахунок конструкцій за граничними станами першої і другої груп виконані з врахуванням найбільш несприятливих поєднань навантажень або відповідних їм зусиль. Ці поєднання встановлюються з аналізу реальних

варіантів одночасної дії різних навантажень для даної стадії роботи конструкції або основи з урахуванням можливості появи різних схем додаткових тимчасових навантажень або за відсутністю деяких з них ДБН В.1.2-2:2006 [8].

Навантаження в ПК «ЛІРА» задані у вигляді окремих завантажень в розрахунковій моделі, наданій Замовником. Граничні розрахункові значення навантажень визначались добутком характеристичного значення навантаження та коефіцієнтів надійності за навантаженнями  $\gamma_f$  та відповідальністю споруди  $\gamma_n$ .

Будівля віднесена до класу відповідальності – СС2 згідно ДБН В.1.2-14-2009 [9]. Коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди прийнятий  $\gamma_n = 1,1$  (для класу СС2) для розрахунків за 1-ою групою граничних станів.

Для оцінки напружено-деформованого стану будівлі просторова модель розрахована на навантаження та впливи, що представлені у таблиці 7.5.

Визначення параметрів напружено-деформованого стану конструкцій виконано для заданих розрахункових сполучень навантажень (РСН). Сполучення навантажень і впливів формується як набір їх розрахункових значень, які одночасно впливають на об'єкт розрахунку і використовуються для перевірки конструкції за умовами визначеного граничного стану в певній розрахунковій ситуації.

Для визначення навантажень на конструктивні елементи були складені розрахункові сполучення навантажень, куди увійшли як статичні, так і динамічні (сейсмічні) навантаження. Коефіцієнти в таблиці прийняті відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 [8] і ДБН В.1.2-14-2009 [9].

Таблиця 7.5 – Розрахункові навантаження та впливи в ПК «ЛІРА»

Тип та номер завантаження в ПК «ЛІРА»	Найменування навантаження	Нормативне значення	Коефіцієнт надійності $\gamma_{fm}$	Розрахункове граничне значення
1	2	3	4	5
1-2. Постійне (власна вага)	Монолітний залізобетон, кг/м <sup>3</sup>	2500	1,1	Визначається автоматично
	Підлога сходової клітки, кг/м <sup>2</sup>	60	1,3	80
	Стіни, кг/м <sup>2</sup>	215	1,2	260
	Вага покриття, кг/м <sup>2</sup>	415	1,2	500
3. Тривале	Перегородки на перекриття всіх поверхів, кг/м <sup>2</sup>	92	1,3	120
4-7. Короткочасне	Перегородки, кг/м <sup>2</sup>	153	1,3	200
	Корисне офіси, кг/м <sup>2</sup>	200	1,2	240
4-7. Короткочасне	Корисне коридори, кг/м <sup>2</sup>	300	1,2	360
	Корисне на відм. - 4,1 м та +81,1 м	400	1,2	480
	Корисне на відм. - 0,1 м, +5,1 м та +77,1 м	500	1,2	600
	Снігове навантаження, кг/м <sup>2</sup>	101	1,14	116
	Вітрове навантаження, кг/м <sup>2</sup>	47	1,14	Змінюється в залежності від висоти
6÷9*. Сейсмічне	Сейсміка по "X", "Y", "Z" та під кутом 45°	Визначається за спектральним методом згідно до ДБН В.1.1-12:2014 [1]		
* - при розрахунку на аварійні сполучення навантажень				

### 7.7 Розрахунок параметрів гумових ізоляторів

Ефективність сейсмоізоляції будівлі залежить від спектру прискорень ґрунту на будівельному майданчику та від відношення частот вимушених

коливань ґрунту під час землетрусу к частотам власних коливань будівлі. При проектуванні сейсмоізоляції будівель норми України [1] та Єврокод 8 [26] рекомендують забезпечувати значення частоти власних коливань верхньої будови будівлі з системою сейсмоізоляції 1,0 Гц і менше.

Відношення найнижчої переважаючої частоти вимушених коливань ґрунту (визначається за спектрами прискорень акселерограм, згенерованих для конкретного будівельного майданчику) до частот власних коливань будівлі з сейсмоізоляцією рекомендується приймати  $k=3,0-4,0$  [27]. За результатами робіт з сейсмічного мікрорайонування будівельного майданчику по вул. Генуезький,1 було згенеровано пакет синтезованих акселерограм [4] та визначено найменші переважаючі частоти коливань ґрунту за результатами аналізу спектрів акселерограм у діапазоні  $\omega = 1,3\text{Гц} - 2,4\text{ Гц}$ .

За результатами розрахунку секції А з системою сейсмоізоляції (таблиця 4.1 даного звіту) частота власних коливань будівлі за першою формою дорівнює 0,316 Гц. Відношення найменшої переважаючої частоти коливань ґрунту до частоти власних коливань будівлі дорівнює  $k=1,3/0,316=4,1$ , що відповідає рекомендаціям з проектування вібро- та сейсмосахисту будівель [27].

Жорсткість гумових сейсмоізоляторів була розрахована за методикою [28]. Діаметр ізолятора прийнято 420 мм (з врахуванням розміщення ізолятора на оголовку палі діаметром 620 мм), висота 50 мм. У якості вихідних даних були прийняті статичні модулі гуми при стиску та зсуві ( $E$ ,  $G$ ), а також динамічні модулі ( $E_{\delta}$ ,  $G_{\delta}$ ) гуми ізоляторів, які були застосовані при влаштуванні системи вібро- та сейсмосахисту трьох житлових 27 поверхових будинків житлово-громадського комплексу по Оболонському проспекту у м. Київ.

Так як гумові ізолятори для досліджуваної виготовляються з марки гуми 2959, що використовувалась і для будинків на Оболонському проспекту у м. Києві, були прийняті у розрахунках наступні експериментальні значення: статичний і динамічний модулі гуми при стиску:  $E = 5,4\text{ МПа}$  і  $E_{\delta} = 7,1\text{ МПа}$ ; статичний та динамічний модулі гуми при зсуві –  $G = 1,8\text{ МПа}$  і  $G_{\delta} = 2,4\text{ МПа}$ .

При розрахунках параметрів гумових ізоляторів та частот коливань будівлі з сейсмоізоляцією як одномасової системи були прийняті такі вихідні дані:

Маса  $M$  будівлі секції А з ростверком - 54000 т.

Кількість палів  $N$  та відповідно ізоляторів (див. розділ 3 звіту) - 271.

Частота власних горизонтальних коливань верхньої будови за 1 формою - 0,32 Гц.

Статичне середнє вертикальне постійне та довготривале навантаження на ізолятор  $P_{ст}$  - 2000 кН.

Відносна гранична вертикальна деформація ізолятора при статичних постійних та довготривалих навантаженнях - 25%.

Статична вертикальна жорсткість гумового ізолятора при стиску визначається за формулою [28]:

$$K_z = \frac{\beta \pi R^2 E}{h},$$

де  $\beta = 0,92 + 0,6R^2/h^2$  - коефіцієнт підвищення жорсткості, з урахуванням умов закріплення на торцях (уточнюється за результатами випробувань гумових ізоляторів);

$R$  – радіус сейсмоізолятора;  $E$  – статичний модуль гуми при стиску;  $h$  – висота сейсмоізолятора.

Квадрат власної вертикальної частоти коливань сейсмоізоляованої будівлі:

$$P^2 = NK_{zd}/M,$$

де  $K_{zd} = 1,3K_z$  – динамічна жорсткість сейсмоізолятора при стиску.

Відносна вертикальна деформація ізолятора:

$$\varepsilon = (P_{ст} / K_z \cdot h) \cdot 100\%.$$

За результатами розрахунків за наведеними формулами отримано такі значення:

Жорсткість вертикальна статична  $K_z = 180000$  кН/м; динамічна  $K_{zd} = 234000$  кН/м. При розрахунках просторових моделей будівлі жорсткість ізоляторів у вертикальному напрямку прийнята  $K_z = 200000$  кН/м. Жорсткість гумового ізолятора при стиску при статичних навантаженнях від 1500 кН до

3000 кН буде визначена також за результатами проведення випробовувань двох зразків ізоляторів.

Частота власних вертикальних коливань одномасової системи будівлі (жорсткого штампугу з сейсмоізоляцією) дорівнює  $P=31$  рад/с ( $f=4,9$  Гц).

Сумарна горизонтальна жорсткість гумового ізолятора та випусків арматури паль дорівнює  $K_x=100000$  кН/м. Частота горизонтальних коливань одномасової системи секції А дорівнює  $P_x=22,4$  рад/с ( $f_x=3,6$  Гц).

Відношення частоти горизонтальних коливань одномасової системи секції А до частоти власних коливань верхньої будови будівлі дорівнює  $k=3,6/0,32=11,3>4,0$ , що відповідає рекомендаціям з проектування вібро - та сейсмосахисту будівель [27].

Максимальна розрахункова відносна вертикальна деформація ізолятора при дії постійних та довготривалих навантажень дорівнює  $\varepsilon =22\%$  і не перевищує граничного значення 25%.

## 7.8 Результати розрахунку пальової основи будівлі

Допустиме навантаження на палі при варіанті статичних навантажень було прийнято

$$N_d = \frac{F_d}{1.2} = \frac{400}{1.2} = 333.33 \text{ тс.}$$

Аналіз попередніх розрахунків будинку на стадії «Проект» показав, що допустиме навантаження на палі перевищує встановлене граничне значення при великій кількості паль ( $n = 293$  шт.) із значним армуванням 10Ø28 А500С.

Відповідно до завдання Замовника необхідно було розробити технічні пропозиції, що до зменшення допустимого навантаження на палі, які б не перевищували граничного значення  $N_d=320$  тс, а також виконати на основі застосування високодемпфуючих гумових сейсмоізоляторів розрахункове обґрунтування конструктивної схеми «грунтова основа – пальовий фундамент – верхня будова» при зменшеній кількості паль та зменшеній величині їх армування з урахуванням уточненої геології та збільшення довжини паль до 14.9 м з заведенням їх у шар ІГЕ – 7п на відмітку +12.150 м.

Було запропоновано конструктивне рішення по застосуванню сейсмоізоляторів (рис. 3.1, 3.2). Конструкції вузлів сполучення робочої арматури паль з плитою ростверку ророблені з додержанням умов забезпечення вільної реалізації лінійних переміщень стержнів арматури в тілі ростверку в межах розрахункових величин деформацій гумових елементів сейсмоізоляторів при сейсмічних впливах.

Після узгодження технічних рішень з Замовником було виконано:

1 – коригування моделі будівлі секції А з варіантом установки сейсмоізоляторів на оголовки паль збільшеної довжини  $l = 14.9$  м з урахуванням уточненої геології майданчика будівництва;

2 – визначення горизонтальних та вертикальних коефіцієнтів жорсткості на контакті ґрунтової основи і паль з урахуванням специфіки роботи вапняку-черепашника в якості ґрунтів основи, які характерні для Одеського регіону при кількості паль прийнятій в проекті ( $N=293$  шт.);

3 – визначення розрахункової величини несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи при статичних і сейсмічних впливах;

4 – розрахунки статичної моделі будівлі з урахуванням нелінійної роботи ґрунту основи з ітераційним перерахунком вертикальних коефіцієнтів жорсткості на контакті ґрунтової основи та паль, а також динамічної моделі будівлі для варіантів без сейсмоізоляторів і з сейсмоізоляторами. Визначені величини навантажень на палі, виконано їх порівняння з граничними навантаженнями, встановленими Замовником, а також був проведений порівняльний аналіз деформацій будівлі без сейсмоізоляторів і з сейсмоізоляторами. Встановлено, що для будівлі з сейсмоізоляторами визначальним розрахунковим варіантом є статичний розрахунок на дію вітрового навантаження;

5 – комплекс розрахунків різних варіантів статичних моделей з варіюванням кількості паль з урахуванням нелінійної роботи ґрунту основи з метою визначення можливості зменшення кількості паль. Розрахунки виконувалися з

коригуванням розрахункових моделей на кожному кроці зміни загальної кількості паль.

Було встановлено, що загальна кількість паль може бути зменшена до 270 паль з обов'язковим дотриманням умови не перевищення граничної величини допустимого навантаження на палі, тобто розрахункова величина стискаємого навантаження на палю при розрахунку статичної моделі  $N_{d,max}$  не повинна перевищувати  $[N_d] = 400 / 1.2 = 333.33$  тс і при розрахунку динамічної моделі  $N_{eq,max}$  не повинна перевищує  $[N_{eq}] = 400 / 1.2 \cdot 0.85 = 283.33$  тс. (Попередньо коефіцієнт  $K_{eq} = 0.85$  було взято з результатів розрахунку пального фундаменту з жорстким сполученням паль з ростверком).

Після узгодження з Замовником був прийнятий остаточний варіант розміщення паль з сейсмоізоляторами, в якому кількість паль дорівнює 271 шт. Інженерно-геологічний розріз по буронабивній палі БСм-1 за даними уточненої геології наведено на рис. 7.5.

Пальові фундаменти запроектовані з буронабивних паль діаметром  $\varnothing 620$  мм і довжиною 14.9 м з встановленими на оголовках паль гумовими елементами висотою 50 мм та діаметром  $\varnothing 420$  мм (див. рис. 7.5, 7.6). Розрахункові жорсткості гумових сейсмоізоляторів у горизонтальному та вертикальному напрямках прийняті такими, що дорівнюють, відповідно,  $R_x = R_y = 10000$  т/м, а  $R_z = 20000$  т/м.

Сполучення паль з залізобетонним ростверком товщиною 170 см через проміжний елемент сейсмоізоляторів фактично являється шарнірним. Бетон ростверку класу С25/30.

Буронабивні палі виконуються з бетону класу С25/30 на щебні мілкої фракції 5-10 мм.

Згідно Звіту з інженерно-геологічних умов в 2019 р. [5], основою під палі прийнято ґрунт ІГЕ-7п – вапняк-черепашник жовтий, пильний, дуже низької міцності з межею міцності на одноосьовий стиск  $R_0 = 0.5 - 0.8$  МПа.



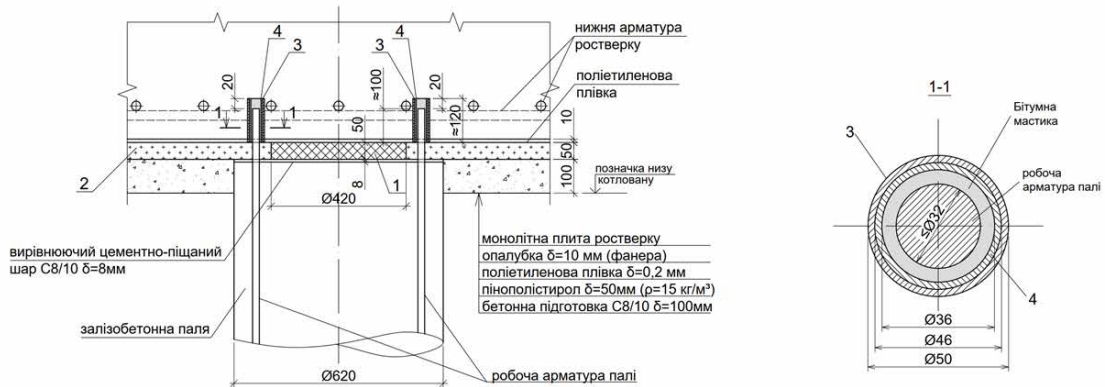
За відносну відмітку рівня підлоги першого поверху будинку секції А  $\pm 0.000$  прийнята абсолютна відмітка  $+36.500$  м в БСМ, що вище за рівень підосви ростверку на 9,2 м. Заглиблення паль в ПГЕ- 7п складає  $h_{\text{загл.}} = 2.5$  м.

Згідно Заключення [5] ґрунт ПГЕ-4 відноситься до суглинків лесових з потенційною можливістю просадки від власної ваги. В зоні бокової поверхні паль довжиною 14.9 м залишкова величина просадки ґрунту від власної ваги при можливому замочуванні становить  $S_{sl} = 0.013 \times 3.5 = 0.0455$  м, що не перевищує граничної величини 0.05 м. Тому, при можливому замочуванні ґрунтів довантажувальна сила тертя по бокових поверхнях паль не враховується. Між тим, **при будівництві будинку необхідно в обов'язковому порядку передбачати комплекс водозахисних заходів та моніторинг за будинком та водонесучими комунікаціями на весь період експлуатації будинку згідно [12, 13, 15], передбачених для основ з просідаючими ґрунтами з метою ліквідації шкідливих впливів на будинок.**

При розрахунках навантажень на палі окрім вертикальних навантажень враховувались горизонтальні навантаження, що виникають при вітрових и сейсмічних діях. Палі моделювалися за допомогою універсальних просторових скінченних елементів KE-10 з жорсткістю, характерною для бруса діаметром 62 см. Взаємодія ґрунтової основи з боковою поверхнею та вістрям паль моделювалася за допомогою одновузлових скінченних елементів пружних в'язей КЭ-56. Жорсткісні характеристики гумового елемента сейсмоізоляторів моделювалися за допомогою пружних в'язей КЭ-55. Залізобетонний ростверк великої товщини (1700 мм) моделювався за допомогою скінченних елементів KE-46 та KE-47.

Розрахункова модель будівлі з урахуванням пального фундаменту представлена на рис. 7.3.

Розрахунок будівлі на пальному фундаменті виконувався за комплексною схемою “ґрунтова основа – сейсмоізольований паливий фундамент – верхня будова” при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика 7 балів [1].

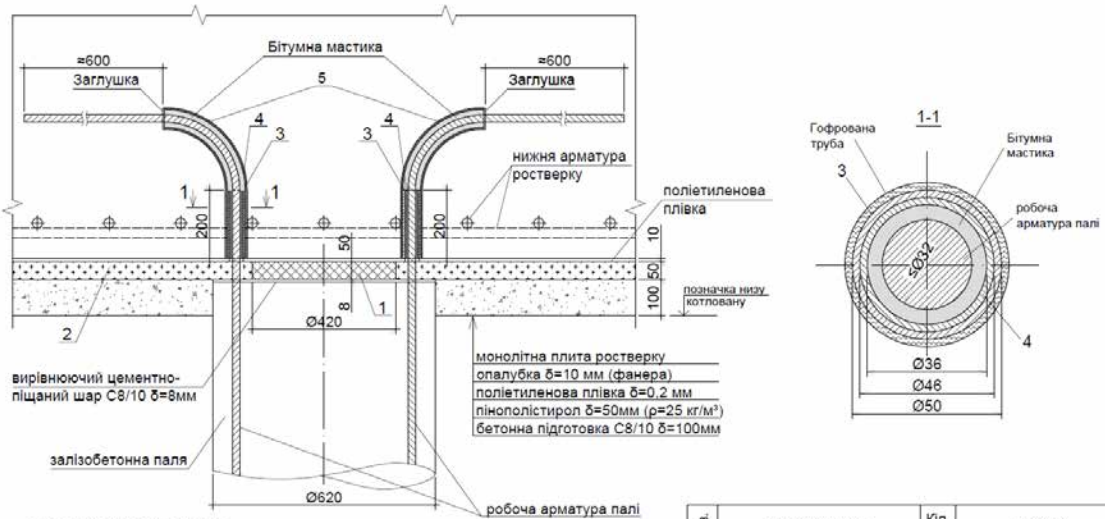


#### Порядок виконання робіт:

1. Встановлення віброізолятора Ø420 (1) на вирівняну поверхню оголовка палі між випусками арматури;
2. Влаштування подушки з пінополістиролу товщиною 50 мм (2) на бетонну підготовку;
3. Укладання шару поліетиленової плівки товщиною 0,2 мм;
4. Встановлення опалубки плити ростверку з влаштуванням отворів під трубку Ø60 мм;
5. Випуски арматури палі змащуються бітумною мастикою;
6. На випуски арматури палі одягається гумова втулка ≈Ø36 мм (4);
7. На гумову втулку одягається свинцева (металева) труба ≈Ø46 мм (3);
8. Утворений отвір заповнюється бітумною мастикою;
9. Встановлення арматурного каркасу плити ростверку;
10. Бетонування плити ростверку;
11. Влаштування конструкцій підвальних поверхів.

Позиція	Найменування	Кіл. шт.	Примітки
1	Ізолятор гумовий		на основі натурального каучуку
2	Пінополістирол під всією площею плити ростверку		ДСТУ Б.В.2.7-8-94 густина 15кг/м³
3	Свинцева (металева) труба Ø46, t=2 мм		L ≈ 120 мм
4	Гумова втулка Ø36		L ≈ 120 мм

Рис 7.5 Конструкція системи сейсмоізоляції з гумовими ізоляторами, які розташовані на палях в центральній зоні загального плану пальового поля



#### Порядок виконання робіт:

1. Встановлення гумового сейсмоізолятора Ø420 (1) на вирівняну поверхню оголовка палі між випусками арматури;
2. Влаштування подушки з пінополістиролу (листів) товщиною 50 мм (2) на всю поверхню бетонної підготовки;
3. Укладання поліетиленової плівки 2x2 м та товщиною 0,2 мм з центром над гумовим сейсмоізолятором;
4. В листах фанери, що розміщуються над оголовками палі, влаштовуються отвори Ø40 мм в місцях арматурних випусків;
5. Випуски арматури палі змащуються бітумною мастикою;
6. На випуски арматури палі одягається гумова втулка ≈Ø36 мм (4);
7. На гумову втулку одягається металева труба ≈Ø46 мм (3);
8. Встановлення нижньої робочої арматури плити ростверку;
9. Відгинання ділянки арматури від центру перерізу палі (див. розріз);
10. На відігнуті випуски арматури та трубу (3) надягається гофрована труба до поверхні фанерного листа, яка заповнюється мастикою. Кінець труби закривається заглушкою (див. розріз);
11. Виконується бетонування плити ростверку.

Поз.	Найменування	Кіл. шт.	Примітки
1	Гумовий сейсмоізолятор		на основі натурального каучуку
2	Пінополістирол під всією площею плити ростверку		ДСТУ Б.В.2.7-8-94 густина 25 кг/м³
3	Металева труба Ø46, t=2 мм		L ≈ 200 мм
4	Гумова втулка Ø36		L ≈ 200 мм
5	Гофрована труба ≥Ø55 мм		L ≈ 500 мм

Рис. 7.6 Конструкція системи сейсмоізоляції з гумовими ізоляторами, які розташовані на палях чотирьох крайніх рядів загального плану пальового поля

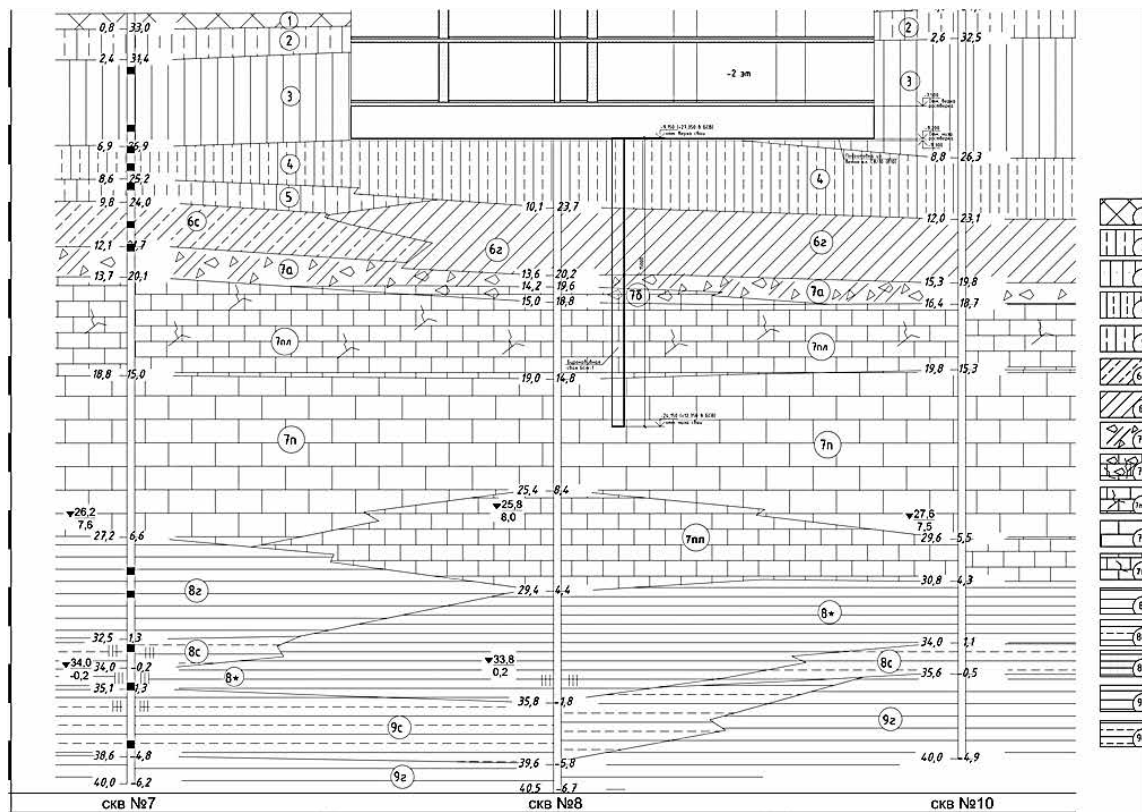


Рисунок 7.7 - Інженерно-геологічний розріз по буронабивній palі БСм-1 за даними уточненої геології

Враховуючи, що шари ґрунтів ІГЕ-7а, ІГЕ-7б, ІГЕ-7пл та ІГЕ-7п складаються з специфічних ґрунтів Одеського регіону – елювіально-дезінтегрованої дресви або "жерстви" зі шматочків перекристалізованого вапняку з заповненням червоно-бурою глиною твердої консистенції або вапняк-черепашник низької міцності. Тому несучу здатність паль визначаємо з врахуванням досліджуваних робіт, що були виконані в Чорноморську за результатами польових та лабораторних досліджень цих ґрунтів та методики розрахунку несучої здатності паль [22, 23, 24].

Показники міцності та деформаційних характеристик вапняків-черепашників були взяті з таблиці 4.5 [23], які були отримані при дослідженнях даних ґрунтів в період будівництва висотних будинків по вул. Корабельна,1 в м. Чорноморську.

Несуча здатність  $F_d$ , кН (тс) palі, що працює на стискаюче навантаження, визначається як для всіячої palі, оскільки, опорний шар ґрунту ІГЕ-7п є таким,

що стискається. При цьому визначається сума сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні по формулі [23]

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{CR} R A + U \sum \gamma_{cf} f_{c,i} h_i \right)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається  $\gamma_c = 1$ ;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), що дорівнює структурній міцності вапняку-черепашнику опорного шару ІГЕ-7п  $R_{str} = 1.738$  МПа [23];

$A$  - площа спірання палі на ґрунт,  $\text{м}^2$ , що приймається по площі поперечного перерізу палі;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

$f_{c,i}$  - розрахунковий опір зсуву  $i$ -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), що визначається по нормативам для паль в глинистих ґрунтах в для ІГЕ-4 та ІГЕ-6г і по графіку 6.1 [23];

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, дотичного до бічної поверхні палі, м;

$\gamma_{CR}$ ,  $\gamma_{cf}$  - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опори ґрунту і приймаються по нормативам для глинистих ґрунтів, або по [24] для вапняків-черепашників. Приймаємо  $\gamma_{CR} = 1.0$ ,  $\gamma_{cf} = 0.7$  для ґрунту ІГЕ-6г і  $0.8$  для ґрунту ІГЕ-4 та  $\gamma_{cf} = 0.65$  для ІГЕ-7б, ІГЕ-7пл і ІГЕ-7п.

$f_{c,i}$  – граничний опір зрушенню  $i$ -го шару ґрунту уздовж бічної поверхні стовбура палі в межах вапняку-черепашнику  $f_{c,i} = f_{str} \text{ або } f_{str,sat}$  при можливому їх замочуванні і приймається за графіком рис.6.1 [24] в інших випадках  $f_{c,i} = f_i$ , тобто розрахунковому опору.

Значення  $f_{str,sat}$  приймаємо: для ІГЕ-7а =  $32.63 \text{ т}/\text{м}^2$ ; для ІГЕ-7б =  $110.13 \text{ т}/\text{м}^2$ ; для ІГЕ-7пл =  $123.4 \text{ т}/\text{м}^2$ ; для ІГЕ-7п =  $81.58 \text{ т}/\text{м}^2$ .

Розрахункова несуча здатність палі діаметром 62 см без урахування сейсмічних дій  $F_d = 1081.16 \text{ тс}$ . Розрахункове навантаження, що допускається на палю дорівнює  $N_d = 1081.16/1.4 = 772.26 \text{ тс}$ .

При розрахунку несучої здатності палі на стискаюче навантаження при дії сейсмічного впливу  $F_{eq}$  значення  $R$  і  $f_i$  множаться на понижуючі коефіцієнти умов роботи ґрунту основи  $\gamma_{eq1}$  і  $\gamma_{eq2}$ . Значення коефіцієнта  $\gamma_{eq1} = 0.9$  для ІГЕ-7п, а  $\gamma_{eq2}$  приймаємо рівними 0,9 для ІГЕ-7а, ІГЕ-7б, ІГЕ-7пл, ІГЕ-7п та 0.8 для ІГЕ-бг і ІГЕ-4. Значення  $R$  множиться на коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{eq3} = 0.9$ . Розрахункова несуча здатність палі при дії сейсмічного впливу та розрахункове навантаження, що допускається на палю дорівнює  $F_{eg} = 1000.89$  тс, а  $N_{eg} = 1000.89 / 1.4 = 714.92$  тс,

Коефіцієнт, що враховує зниження несучої здатності палі при сейсмічних діях дорівнює  $K_{eq} = F_{eg} / F_d = 1000.89 / 1081.16 = 0.925$ .

Розрахункова глибина  $h_d$ , до якої не враховується опір ґрунту на бічній поверхні палі, визначається по формулі, але приймається не більше  $3/a \in$

$$h_d = \frac{a_1(H + a_2 \cdot \dot{a}_3 \dot{I})}{b_p \left( \frac{a_2}{a_0} \gamma_1 \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 \right)},$$

де  $a_1, a_2, a_3$  – безрозмірні коефіцієнти, рівні 1.2, або 1.2 та 0 – при жорсткому закладенні палі в низький ростверк;

$H, M$  – розрахункові значення відповідно до горизонтальної сили, кН (тс), і моменту, що вигинає, кН-м (тс-м), прикладених до палі в рівні поверхні ґрунту при епізодичному сполученні навантажень з урахуванням сейсмічних дій;

$b_p$  - умовна ширина палі, м, що визначається по формулі  $b_p = 1.5d + 0.5 = 1.43$  м;

$\gamma_1$  – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м<sup>3</sup> (тс/м<sup>3</sup>), що визначається у водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води,  $\gamma_1 = 1.2$  т/м<sup>3</sup>;

$\varphi_1, c_1$  розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя ґрунту, град. і питомого зчеплення ґрунту, кН/м<sup>2</sup> (тс/м<sup>2</sup>).

Визначення розрахункової глибини  $h_d$  при дії сейсмічних навантажень робиться при значеннях розрахункового кута внутрішнього тертя  $\varphi_1$  зменшеними для розрахункової сейсмічності 7 балів - на 2°, таким чином  $\varphi_1^{cp} = 13.14^\circ$ ,  $c_1^{cp} = 1.22$  тс/м<sup>2</sup>. Тоді при діючій перерізуючій силі в рівні голови палі  $H = 1.02$  тс  $h_d = 0.63$  м, що менше, ніж  $3/a \in = 4.67$  м. Приймаємо  $h_d = 0.63$  м.

Таблиця 7.5 – Екстремальні зусилля в рівні верху паль від розрахункових сполучень навантажень

Критерій пошуку	зусилля в елементі					Направлення дії навантаження
	N, тс	My, тс·м	Qz, тс	Mz, тс·м	Qy, тс	
1	2	3	4	5	6	7
<b>При основних сполученнях навантажень (РСН)</b>						
Nmin	<b>-276.689</b>	0	0.227	0	1.074	II осн W по осі +Y
Nmax	<b>-145.749</b>	0	-0.142	0	1.553	I осн W по осі +Y
My,min	0	<b>0</b>	0	0	0	-
My,max	0	<b>0</b>	0	0	0	-
Qz,min	-175.667	0	<b>-1.348</b>	0	-0.159	I осн W по осі +X
Qz,max	-186.915	0	<b>1.465</b>	0	0.223	I осн W по осі -X
Mz,min	0	0	0	<b>0</b>	0	-
Mz,max	0	0	0	<b>0</b>	0	-
Qy,min	-166.202	0	-0.007	0	<b>-1.491</b>	I осн W по осі -Y
Qy,max	-173.085	0	0.164	0	<b>1.574</b>	I осн W по осі +Y
<b>При епізодичних (сейсміка) сполученнях навантажень (РСН)</b>						
Nmin	<b>-271.909271</b>	0	-0.133569	0	1.020514	S по осях -Y та +Z
Nmax	<b>-108.279739</b>	0	0.156458	0	0.645447	S по осях -Y та -Z
My,min	-	-	-	-	-	-
My,max	-	-	-	-	-	-
Qz,min	-210.71048	0	<b>-0.962571</b>	0	0.206123	S по осях +X та -Z
Qz,max	-171.122543	0	<b>0.973056</b>	0	-0.03034	S по осях +Y та -Z
Mz,min	-	-	-	-	-	-
Mz,max	-	-	-	-	-	-
Qy,min	-196.364914	0	-0.03253	0	<b>-0.983795</b>	S по осях +Y та -Z
Qy,max	-271.909271	0	-0.133569	0	<b>1.020514</b>	S по осях -Y та +Z

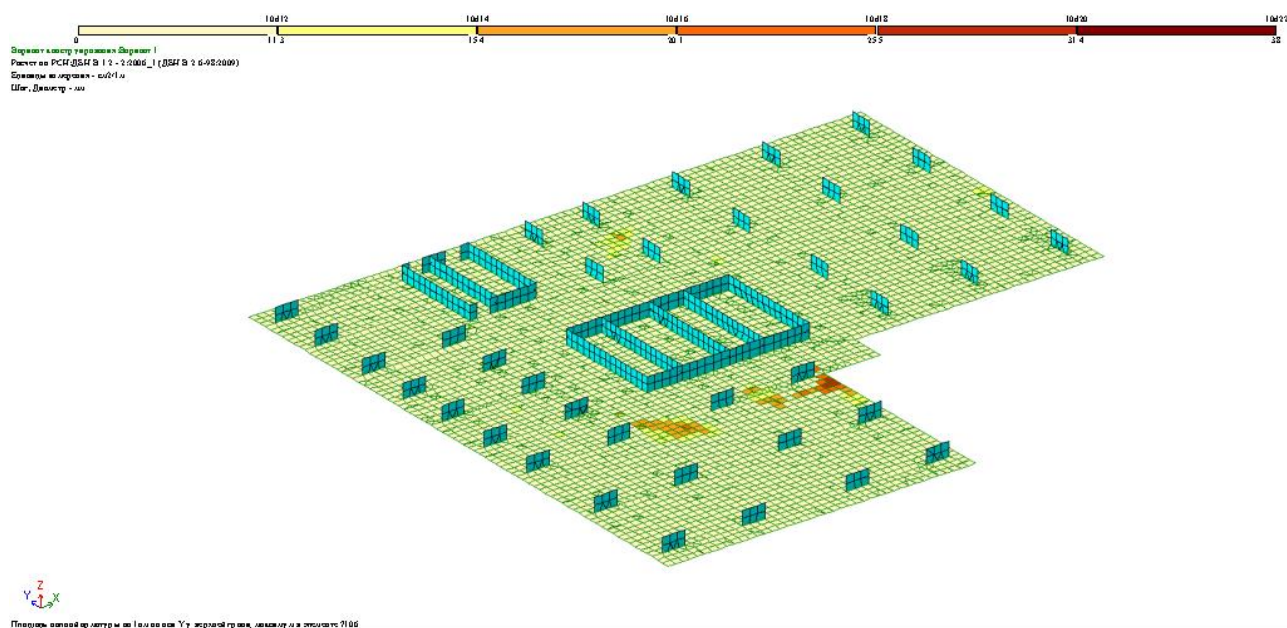


Рисунок 7.8 – Армування у верхній зоні ростверку по осі X

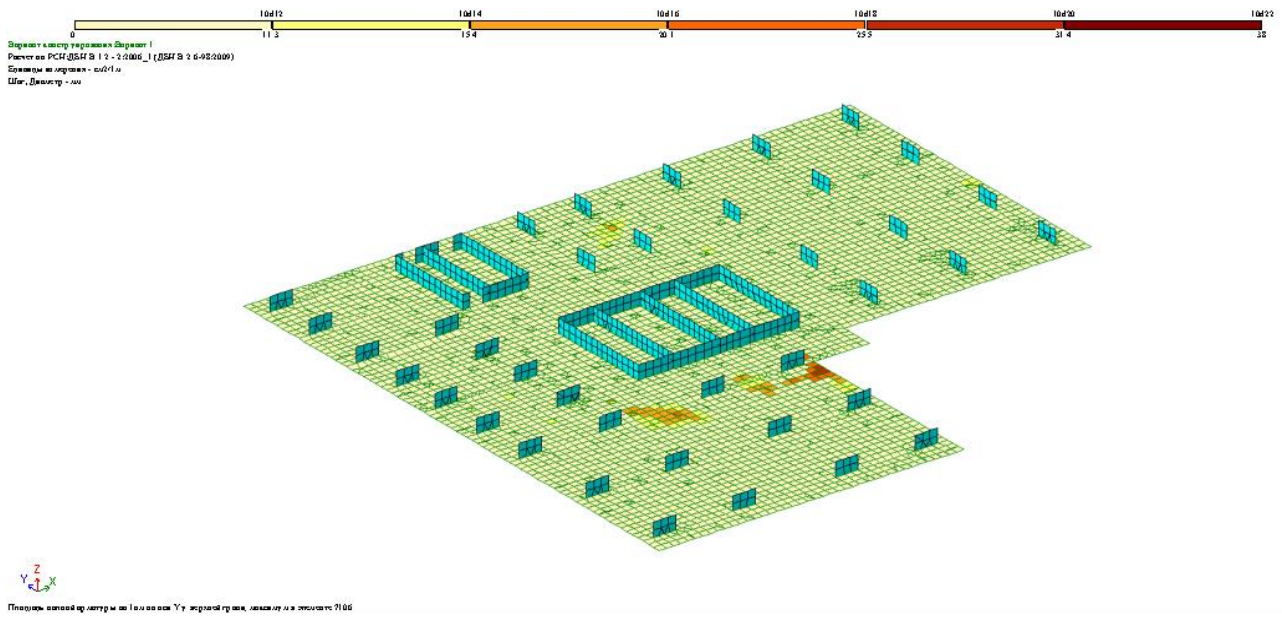


Рисунок 7.9 – Армування у верхній зоні ростверку по осі Y

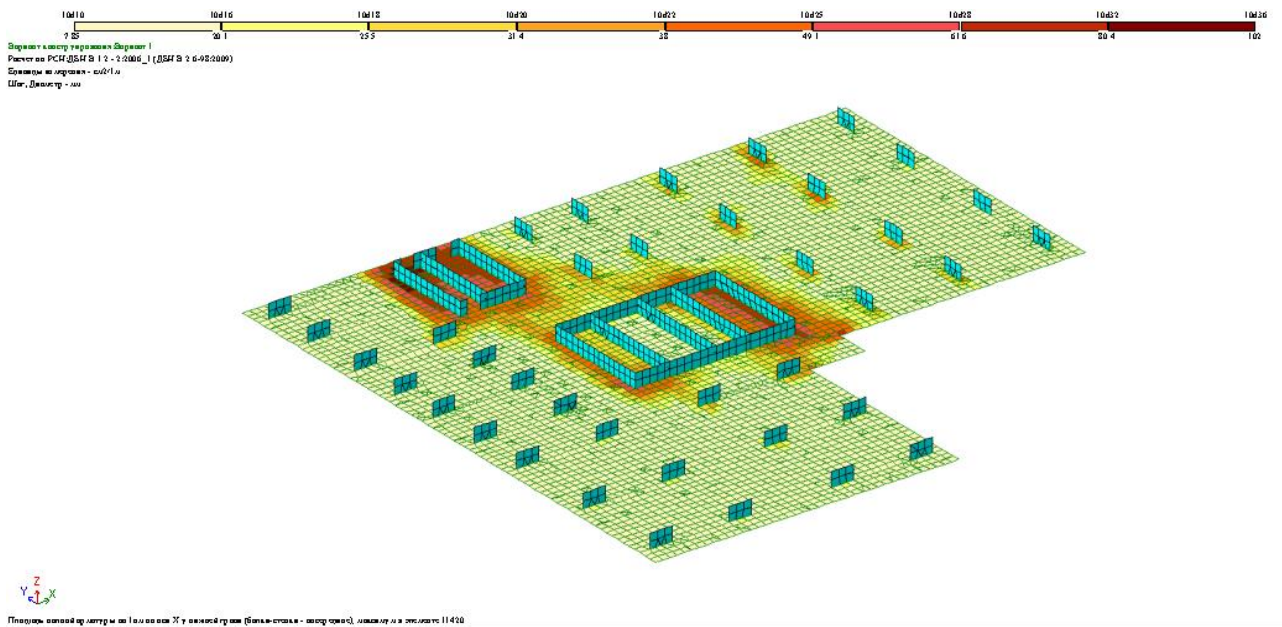


Рисунок 7.10 – Армування у нижній зоні ростверку по осі X

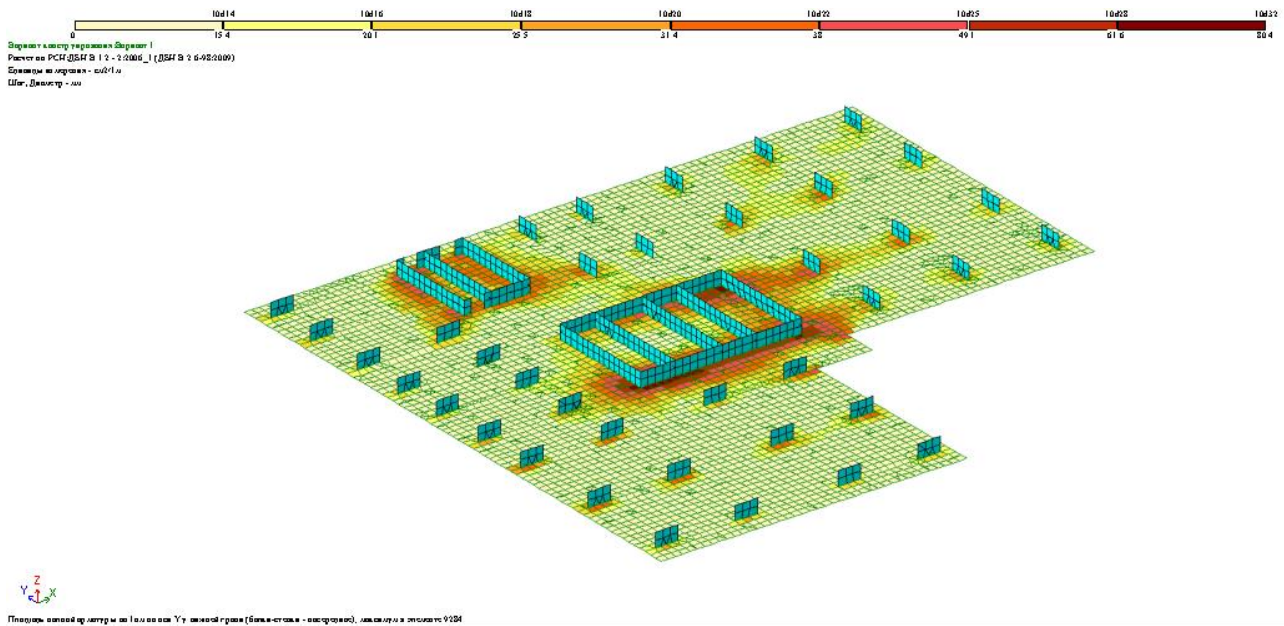


Рисунок 7.11 – Армування у нижній зоні ростверку по осі У

## 7.9 Результати розрахунків верхньої будови будинку

При проектуванні будівель у сейсмічних районах повинні бути враховані вимоги, викладені в ДБН [1].

Зокрема, для визначення зусиль в несучих елементах конструкцій слід враховувати таку кількість форм власних коливань споруди, при якому сума модальних мас була б не менше 85% при горизонтальних впливах і не менше 75% при вертикальних навантаженнях.

Жорсткість будівлі повинна бути такою, щоб перекоси поверхів від сейсмічних впливів не перевищували допустимих значень.

### 7.9.1 Модальний аналіз

Розрахунки динамічної моделі будівлі виконані відповідно до вимог ДБН В.1.1-12:2014 [1]. Результати розрахунків при наявності та відсутності сейсмоізоляторів наведено в табл. 7.6 та 7.7 відповідно, а форми перших трьох власних коливань – на рис. 7.12. Перша і друга форми є поступальними, а третя – крутильною щодо вертикальної осі Z.

Розрахунки будівлі на сейсмічні впливи виконані з урахуванням 25 форм власних коливань, так як більш вищі форми не вносять вкладу в збільшення суми модальних мас.



Таблиця 7.6 – Розрахункові динамічні характеристики секції А при наявності сейсмоізоляторів

№ форми коливань	Частота, Гц	Період, с	Σ мод. мас, %			
			по X	по Y	по Z	під 45°
1	0,316	3,169	0,212	61,497	0,000	27,240
2	0,339	2,946	62,600	61,724	0,000	62,303
3	0,584	1,711	62,602	61,734	0,000	62,304
4	1,498	0,668	62,626	77,798	0,000	70,970
5	1,645	0,608	78,897	77,821	0,000	78,506
6	1,775	0,564	78,973	78,061	0,000	78,529
7	3,007	0,333	78,977	78,411	0,001	78,668
8	3,343	0,299	78,982	78,419	70,853	78,668
9	3,419	0,292	79,030	79,076	72,060	79,197
10	3,519	0,284	79,374	85,257	74,375	81,002
11	3,643	0,275	86,330	85,732	74,589	86,534
12	3,816	0,262	86,601	86,250	86,220	86,554
13	3,986	0,251	86,603	86,488	86,911	86,695
14	4,023	0,249	87,007	86,524	86,918	86,794
15	4,320	0,231	87,007	86,658	86,920	86,861
16	4,437	0,225	87,267	86,819	86,936	86,867
17	4,580	0,218	87,408	87,153	87,088	87,322
18	5,090	0,196	87,467	87,173	88,753	87,395
19	5,151	0,194	87,575	87,402	88,787	87,406
20	5,459	0,183	90,223	88,354	88,933	87,618
21	5,506	0,182	91,603	88,698	89,374	87,791
22	5,580	0,179	91,603	89,441	89,390	88,146
23	5,626	0,178	93,157	93,168	89,466	93,192
24	5,743	0,174	93,252	93,636	89,697	93,685
25	5,819	0,172	93,253	93,642	89,699	93,691

**Примітка.** Заливкою відзначені форми коливань, що визначають напружено-деформований стан будівлі.

Таблиця 7.7 – Розрахункові динамічні характеристики секції А при відсутності сейсмоізоляторів

№ форми коливань	Частота, Гц	Період, с	Σ мод. мас, %			
			по X	по Y	по Z	під 45°
1	0,350	2,859	0,000	59,852	0,000	29,760
2	0,384	2,602	60,680	59,854	0,000	60,387
3	0,593	1,686	60,684	59,885	0,000	60,394
4	1,559	0,641	60,693	75,851	0,000	68,771
5	1,715	0,583	76,955	75,854	0,000	76,697
6	1,800	0,556	77,127	76,293	0,000	76,727
7	3,057	0,327	77,131	76,554	0,000	76,830
8	3,723	0,269	77,284	83,734	0,017	79,447
9	3,827	0,261	84,082	83,904	0,154	84,009
10	3,972	0,252	84,230	83,907	26,438	84,106
11	4,076	0,245	84,254	83,947	43,365	84,168
12	4,387	0,228	84,254	84,106	43,432	84,240

13	4,471	0,224	84,254	84,106	43,712	84,240
14	4,583	0,218	84,281	84,117	43,737	84,242
15	4,850	0,206	84,286	84,127	60,637	84,242
16	4,998	0,200	84,330	84,128	61,875	84,258
17	5,176	0,193	84,337	84,152	62,653	84,286
18	5,490	0,182	84,342	84,161	62,752	84,286
19	5,759	0,174	84,607	84,163	62,887	84,395
20	5,792	0,173	84,644	84,166	62,912	84,405
21	5,834	0,171	84,799	84,173	69,758	84,452
22	5,881	0,170	88,461	85,433	69,873	84,765
23	5,931	0,169	88,505	85,437	71,599	84,776
24	5,985	0,167	88,506	85,437	72,977	84,776
25	6,141	0,163	89,363	88,777	73,060	88,567

**Примітка.** Заливкою відзначені форми коливань, що визначають напружено-деформований стан будівлі.

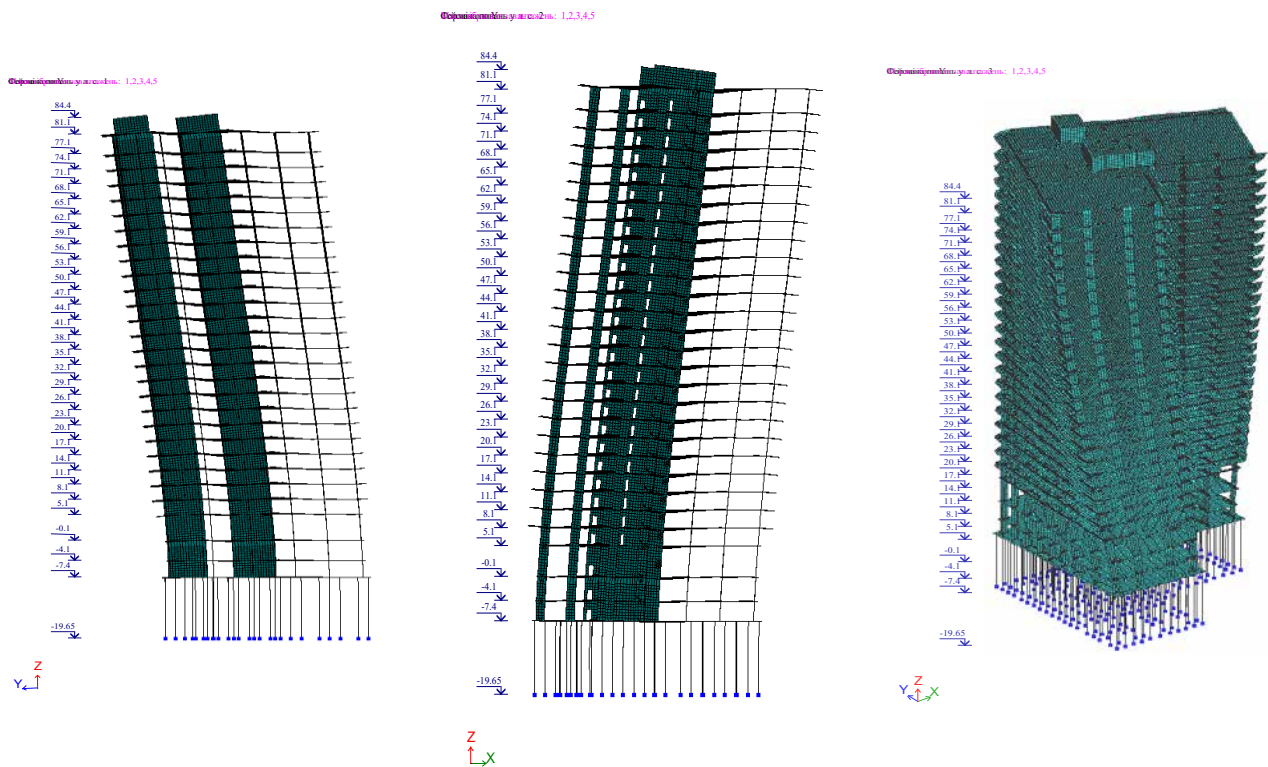


Рисунок 7.12 – Перші три форми власних коливань будівлі

## 7.9.2 Деформований стан будівлі

У ДБН [1] горизонтальні переміщення у вигляді перекосів поверхів обмежуються і для даного типу будівель не повинні перевищувати  $1/250$  висоти поверху (див. Таблицю 6.8 [1]).

Результати розрахунків для сейсмічних впливів, що викликають найбільші горизонтальні переміщення розрахункової схеми, показали наступне:

- максимальні переміщення верху будівлі становлять 83,96 мм.
- максимальні значення перекосів поверхів розрахункової моделі будівлі становлять 0,001 (при наявності сейсмоізоляторів) та 0,0017 (при відсутності сейсмоізоляторів) висоти поверху, що не перевищує допустиме значення, рівне 0,004 (табл. 7.8 та 7.9).

Таблиця 7.8 – Деформований стан будівлі при сейсмічних впливах, обчислених за спектральним методом при наявності сейсмоізоляторів

Z, м	Переміщення $\Sigma X_u Y_u$ , мм в завантаженнях		Перекоеси поверхів в завантаженнях	
	6-2 (вздовж осі X)	7-1 (вздовж осі Y)	6-2 (вздовж осі X)	7-1 (вздовж осі Y)
-7,4	0,76	0,64	-	-
-4,1	1,92	1,86	0,0004	0,0004
-0,1	3,81	3,84	0,0005	0,0005
5,1	6,68	6,93	0,0006	0,0006
8,1	8,55	8,92	0,0006	0,0007
11,1	10,53	11,07	0,0007	0,0007
14,1	12,60	13,35	0,0007	0,0008
17,1	14,75	15,74	0,0007	0,0008
20,1	16,98	18,24	0,0007	0,0008
23,1	19,26	20,82	0,0008	0,0009
26,1	21,58	23,47	0,0008	0,0009
29,1	23,95	26,17	0,0008	0,0009
32,1	26,35	28,90	0,0008	0,0009
35,1	28,76	31,63	0,0008	0,0009
38,1	31,44	34,38	0,0009	0,0009
41,1	33,91	37,15	0,0008	0,0009
44,1	36,38	39,94	0,0008	0,0009
47,1	38,87	42,75	0,0008	0,0009
50,1	41,35	45,58	0,0008	0,0009
53,1	43,83	48,42	0,0008	0,0009
56,1	46,31	51,27	0,0008	0,0010
59,1	48,78	54,12	0,0008	0,0009
62,1	50,87	56,96	0,0007	0,0009
65,1	53,29	59,79	0,0008	0,0009
68,1	55,69	62,60	0,0008	0,0009
71,1	58,08	65,37	0,0008	0,0009
74,1	60,44	68,12	0,0008	0,0009
77,1	62,79	70,84	0,0008	0,0009
81,1	65,89	74,44	0,0008	0,0009

**Позначення:**

Z - аплікати перекриття з вибраними вузлами розрахункової схеми, розташованими на одній вертикалі.

$\Sigma X_u Y_u$  - геометрична сума переміщень вузлів в горизонтальній площині.

Перекоєс - Відношення різниці переміщень обраних вузлів суміжних поверхів до висоти поверху.

**Примітка.**

Друга цифра в номері завантаження відповідає формі коливань з максимальними

Z, м	Переміщення $\Sigma X_u Y_u$ , мм в завантаженнях		Перекуси поверхів в завантаженнях	
	6-2 (вздовж осі X)	7-1 (вздовж осі Y)	6-2 (вздовж осі X)	7-1 (вздовж осі Y)
переміщеннями.				

Таблиця 7.9 – Деформований стан будівлі при сейсмічних впливах, обчислених за спектральним методом при відсутності сейсмоізоляторів

Z, м	Переміщення $\Sigma X_u Y_u$ , мм в завантаженнях		Перекуси поверхів в завантаженнях	
	6-2 (вздовж осі X)	7-1 (вздовж осі Y)	6-2 (вздовж осі X)	7-1 (вздовж осі Y)
-7,4	1,13	0,96	-	-
-4,1	2,51	2,42	0,0004	0,0004
-0,1	5,20	5,13	0,0007	0,0007
5,1	9,58	9,72	0,0008	0,0009
8,1	12,54	12,83	0,0010	0,0010
11,1	15,75	16,24	0,0011	0,0011
14,1	19,15	19,93	0,0011	0,0012
17,1	22,72	23,94	0,0012	0,0013
20,1	26,44	27,99	0,0012	0,0014
23,1	30,29	32,30	0,0013	0,0014
26,1	34,12	36,76	0,0013	0,0015
29,1	38,19	41,51	0,0014	0,0016
32,1	42,32	46,25	0,0014	0,0016
35,1	46,52	51,09	0,0014	0,0016
38,1	50,76	56,01	0,0014	0,0016
41,1	55,06	60,99	0,0014	0,0017
44,1	59,39	66,00	0,0014	0,0017
47,1	63,75	71,05	0,0015	0,0017
50,1	68,13	76,11	0,0015	0,0017
53,1	72,53	81,17	0,0015	0,0017
56,1	76,94	86,23	0,0015	0,0017
59,1	81,34	91,28	0,0015	0,0017
62,1	85,73	96,32	0,0015	0,0017
65,1	90,11	101,33	0,0015	0,0017
68,1	94,45	106,31	0,0014	0,0017
71,1	98,76	111,27	0,0014	0,0017
74,1	103,44	116,21	0,0016	0,0016
77,1	107,65	121,14	0,0014	0,0016
81,1	113,22	127,17	0,0014	0,0015

**Позначення:**

Z - аплікати перекриття з вибраними вузлами розрахункової схеми, розташованими на одній вертикалі.

$\Sigma X_u Y_u$  - геометрична сума переміщень вузлів в горизонтальній площині.

Перекус - Відношення різниці переміщень обраних вузлів суміжних поверхів до висоти поверху.

**Примітка.**

Друга цифра в номері завантаження відповідає формі коливань з максимальними переміщеннями.

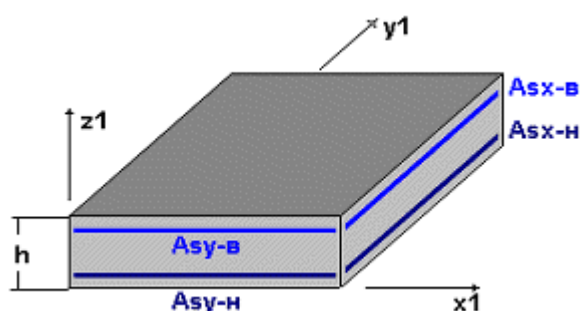
### 7.9.3 Результати розрахунку армування залізобетонних елементів будівлі

Критерієм міцності залізобетонних конструкцій може слугувати необхідний коефіцієнт їх армування при невігідних поєднаннях розрахункових навантажень. У вітчизняних нормах відсутні граничні значення цього коефіцієнта, тому в рамках цього дослідження було прийнято, що для виключення крихкого руйнування залізобетонних елементів, армування їх не повинно перевищувати 4%.

Визначення розрахункового армування конструкцій будівлі виконувалося за допомогою модуля ЛІР-АРМ програмного комплексу «ЛІРА-САПР» [7]. Система ЛІР-АРМ призначеного для визначення та перевірки армування в стрижневих і пластинчастих елементах відповідно до нормативних вимог ДБН [17, 18].

Зусилля від сейсмічних впливів для підбору арматури з аварійного поєднання навантажень визначалися за спектральним методом ДБН [1].

Результати, наведені в таблиці 4.5, свідчать про те, що максимальний розрахунковий відсоток армування несучих елементів будівлі (2,26%) не перевищує гранично допустиме значення (4%).

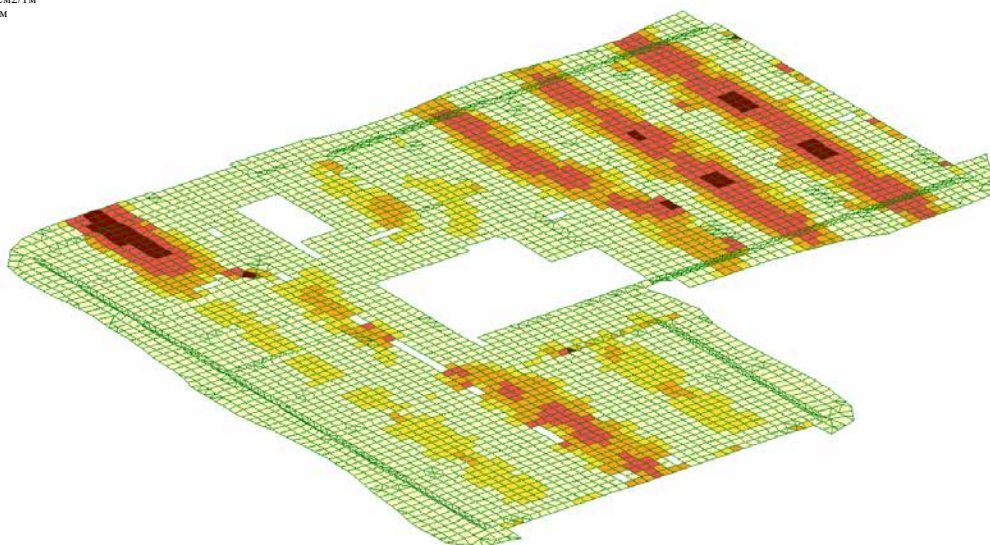


В результаті підбору арматури в ЛІР-АРМ видаються наступні величини:  
Поздовжня арматура - площа поздовжньої арматури ( $\text{см}^2$ ) на погонний метр  
AS1 ( $ASx-n$ ) - площа нижньої арматури у напрямку X;  
AS2 ( $ASx-v$ ) - площа верхньої арматури у напрямку X;  
AS3 ( $ASy-n$ ) - площа нижньої арматури у напрямку Y;  
AS4 ( $ASy-v$ ) - площа верхньої арматури у напрямку Y;  
Поперечна арматура - площа поперечної арматури ( $\text{см}^2$ ) на погонний метр  
ASW1 - поперечна арматура у напрямку X;  
ASW2 - поперечна арматура у напрямку Y.

Таблиця 7.10 – Максимальне розрахункове армування несучих конструкцій

Z, м	Максимальна розрахункова площа арматури, см <sup>2</sup> /пм						Максимальний % армування	
	за позицією			за напрямком				
	AS1	AS2	AS3	AS4	AS1+AS2	AS3+AS4	AS1+AS2	AS3+AS4
діафрагми товщиною 30 см (C25/30)								
-7,40	1,50	3,58	2,97	2,99	5,08	5,96	0,17	0,20
	2,21	1,50	1,79	1,50	3,71	3,29	0,12	0,11
	10,24	10,56	11,23	11,22	20,80	22,45	0,69	0,75
17,10	1,50	1,50	1,50	1,50	3,00	3,00	0,10	0,10
	1,50	1,50	2,80	1,50	3,00	4,30	0,10	0,14
	1,98	1,50	1,73	1,50	3,48	3,23	0,12	0,11
діафрагми товщиною 50 см (C25/30)								
-7,40	10,85	12,79	52,97	7,22	23,64	60,19	0,48	1,20
-7,40	10,41	12,04	28,17	12,00	22,45	40,17	0,45	0,80
	44,84	38,23	52,52	38,53	83,07	91,05	1,66	1,82
-4,10	10,96	12,91	11,85	11,59	23,87	23,44	0,48	0,47
	19,39	18,69	16,42	16,46	38,08	32,88	0,76	0,66
	37,58	37,69	38,49	38,29	75,27	76,78	1,51	1,54
пілони товщиною 40 см (C25/30)								
77,10	18,15	12,09	20,59	12,74	30,24	33,33	0,76	0,83
	5,07	22,20	4,26	34,36	27,27	38,62	0,68	0,97
	8,38	25,58	10,23	40,75	33,96	50,98	0,85	1,27
пілони товщиною 45 см (C25/30)								
38,10	2,25	3,70	7,29	4,45	5,95	11,74	0,13	0,26
	2,25	6,31	2,25	3,36	8,56	5,61	0,19	0,12
	2,25	10,12	2,25	9,89	12,37	12,14	0,27	0,27
50,10	2,25	7,27	2,25	3,55	9,52	5,80	0,21	0,13
	2,25	10,24	2,25	10,00	12,49	12,25	0,28	0,27
	2,25	11,92	4,65	15,12	14,17	19,77	0,31	0,44
пілони товщиною 50 см (C25/30)								
23,10	2,50	2,50	17,73	15,13	5,00	32,86	0,10	0,66
	2,50	2,50	3,59	3,59	5,00	7,18	0,10	0,14
	2,50	6,67	11,88	8,81	9,17	20,69	0,18	0,41
35,10	2,50	3,18	2,25	3,55	5,68	5,80	0,11	0,12
	2,50	6,07	2,50	3,23	8,57	5,73	0,17	0,11
	2,50	10,00	2,50	9,83	12,50	12,33	0,25	0,25
пілони товщиною 55 см (C25/30)								
11,10	2,75	2,75	25,08	23,03	5,50	48,11	0,10	0,87
	2,75	2,75	9,64	9,64	5,50	19,28	0,10	0,35
	2,75	2,95	17,92	18,25	5,70	36,17	0,10	0,66
20,10	2,75	2,75	15,48	13,20	5,50	28,68	0,10	0,52
	2,75	2,75	2,75	2,75	5,50	5,50	0,10	0,10
	2,75	6,43	9,26	9,26	9,18	18,52	0,17	0,34
пілони товщиною 60 см (C25/30)								
-7,40	15,81	12,05	61,00	74,71	27,86	135,71	0,46	2,26
	14,59	9,72	41,86	39,40	24,31	81,26	0,41	1,35
	19,65	18,14	52,50	52,50	37,79	105,00	0,63	1,75
плити перекриття товщиною 20 см (C25/30)								
5,10	1,00	22,68	1,00	18,37	23,68	19,37	1,18	0,97
	4,84	13,36	1,16	16,75	18,20	17,91	0,91	0,90
	16,42	17,67	1,38	19,32	34,09	20,70	1,70	1,04

Z, м	Максимальна розрахункова площа арматури, см <sup>2</sup> /пм						Максимальний % армування	
	за позицією				за напрямком		армування	
	AS1	AS2	AS3	AS4	AS1+AS2	AS3+AS4	AS1+AS2	AS3+AS4
20,10	1,00	21,38	1,00	17,04	22,38	18,04	1,12	0,90
	1,00	21,18	1,00	15,68	22,18	16,68	1,11	0,83
	8,43	30,17	9,84	18,57	38,60	28,41	1,93	1,42
41,10	1,00	24,04	1,00	18,25	25,04	19,25	1,25	0,96
	1,00	23,56	1,00	17,04	24,56	18,04	1,23	0,90
	7,52	28,78	7,53	26,13	36,30	33,66	1,82	1,68
77,10	1,00	27,36	1,00	22,50	28,36	23,50	1,42	1,18
	1,00	28,64	1,00	21,00	29,64	22,00	1,48	1,10
	5,23	34,03	5,38	32,70	39,26	38,08	1,96	1,90
81,10	1,00	25,28	1,00	20,21	26,28	21,21	1,31	1,06
	1,00	27,12	1,00	21,55	28,12	22,55	1,41	1,13
	4,25	33,92	9,63	29,80	38,17	39,43	1,91	1,97
плити перекриття товщиною 25 см (C25/30)								
-4,10	1,25	19,54	1,25	15,28	20,79	16,53	0,83	0,66
	1,25	14,66	5,27	9,98	15,91	15,25	0,64	0,61
	13,99	20,23	4,76	16,14	34,22	20,90	1,37	0,84
-0,10	1,25	20,68	8,45	10,07	21,93	18,52	0,88	0,74
	1,25	15,53	5,95	13,21	16,78	19,16	0,67	0,77
	9,33	18,42	8,37	17,49	27,75	25,86	1,11	1,03
<b>Примітки:</b>	1й рядок – армування при I та II сполученнях навантажень; 2й рядок – армування при аварійному сполученні навантажень з використанням сейсмоізоляторів; 3й рядок – армування при аварійному сполученні навантажень без сейсмоізоляторів; Сірим кольором виділено найбільший відсоток армування відповідного типу конструкцій.							



77.1  
Вид: ± 77.100  
Площа повної арматури на 1пм по осі X біля нижньої грані (балки-стіжки - посередній); максимум в елементі 195817

Рисунок 7.12 – Переkritтя товщиною 200 мм на відм. +77,100. Нижня арматура  
вздовж осі X

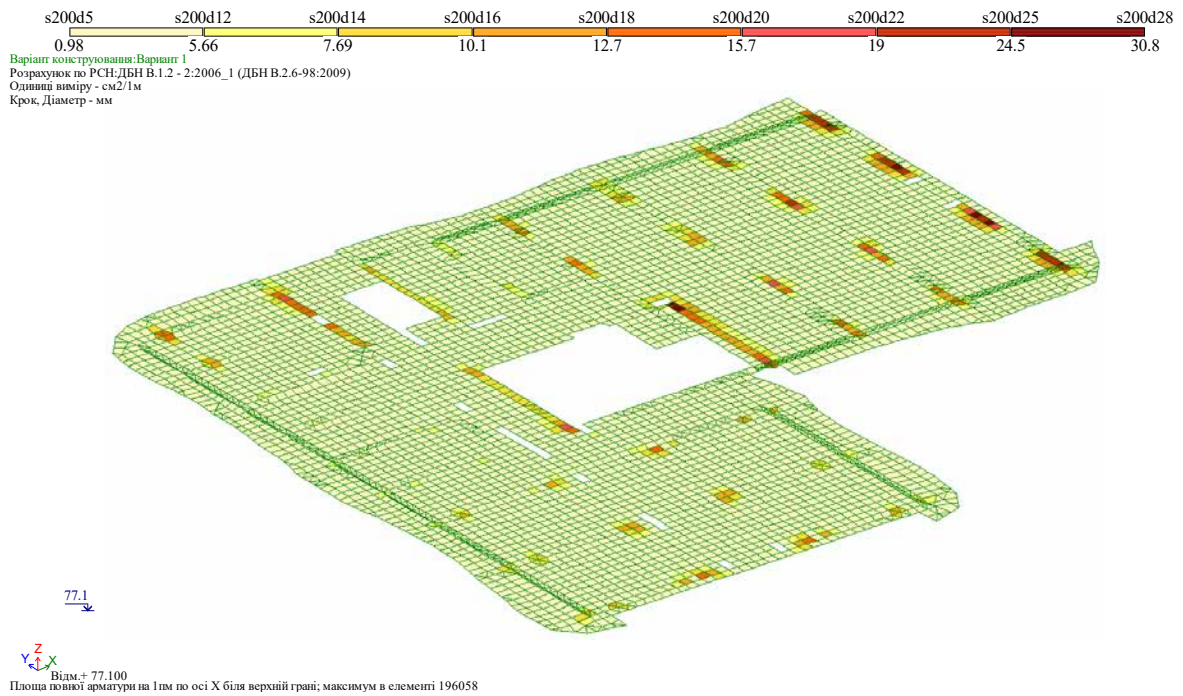


Рисунок 7.13 – Переkritтя товщиною 200 мм на відм. +77,100. Верхня арматура  
вздовж осі X

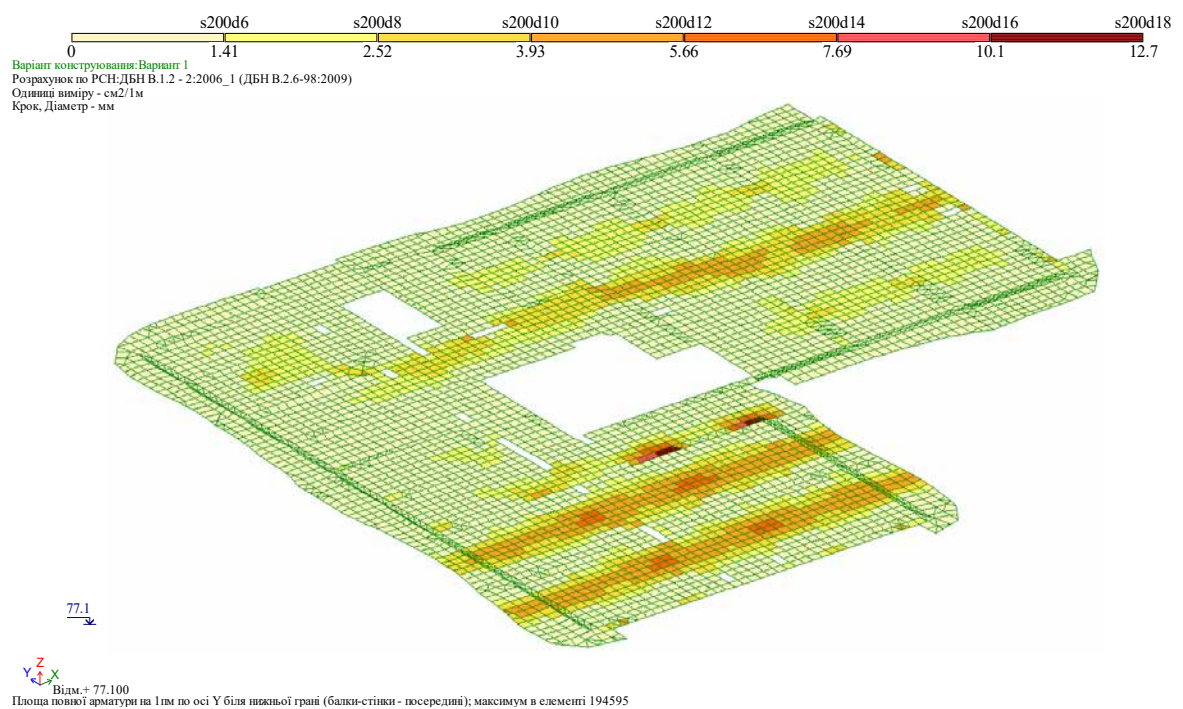




Рисунок 7.14 – Переkritтя товщиною 200 мм на відм. +77,100. Нижня арматура  
вздовж осі Y

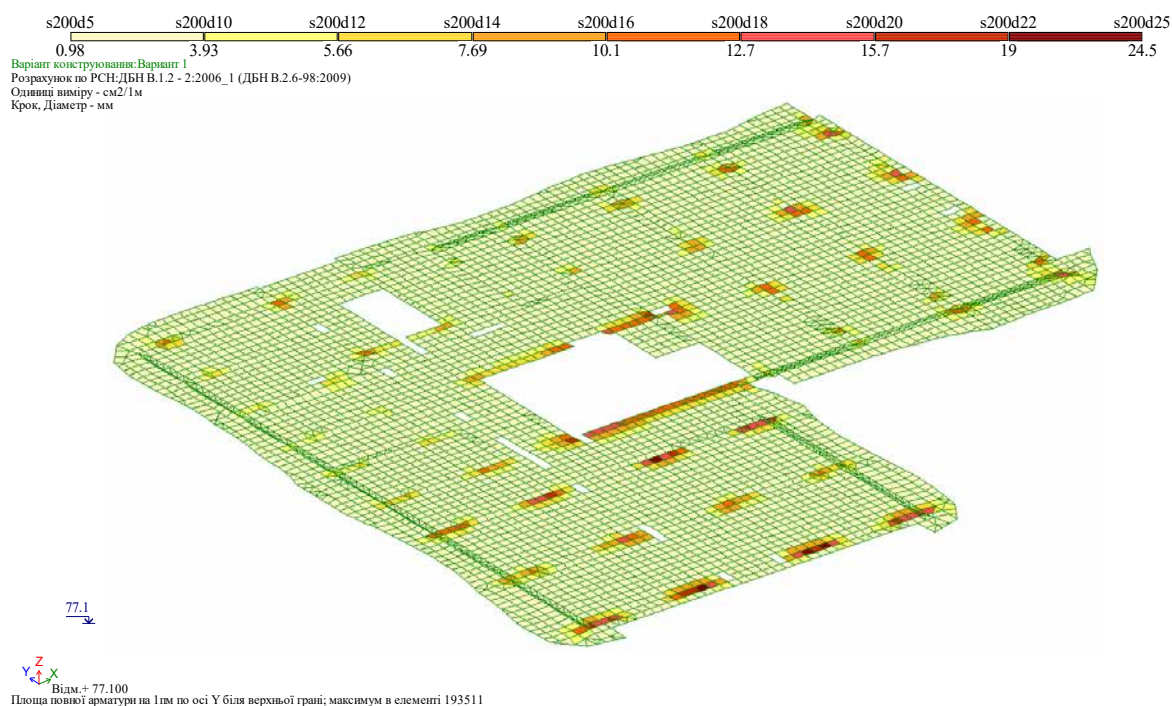


Рисунок 7.15 – Переkritтя товщиною 200 мм на відм. +77,100. Верхня арматура  
вздовж осі

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Для забезпечення сейсмостійкості будівлі було запропоновано конструктивне рішення вузлів (дисипативних зон) з застосуванням сейсмоізоляторів. Конструкції вузлів сполучення робочої арматури паль з плитою ростверку розроблені з додержанням умов забезпечення вільної реалізації лінійних переміщень стержнів арматури в тілі ростверку в межах розрахункових величин деформацій гумових елементів сейсмоізоляторів при сейсмічних впливах.

Після узгодження технічних рішень з Замовником було виконано:

а) - коригування моделі будівлі секції А з варіантом установки сейсмоізоляторів на оголовки паль збільшеної довжини  $l = 14.9$  м з урахуванням уточненої геології майданчика будівництва;

б) -визначення горизонтальних та вертикальних коефіцієнтів жорсткості на контакті ґрунтової основи і паль з урахуванням специфіки роботи ґрунту вапняк-черепашник в якості ґрунтів основи, які характерні для Одеського регіону [22, 23, 24];

в) - визначення розрахункової величини несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи при статичних і сейсмічних впливах;

г) - розрахунки статичної моделі будівлі з урахуванням нелінійної роботи ґрунту основи з ітераційним перерахунком вертикальних коефіцієнтів жорсткості на контакті ґрунтової основи та паль, а також динамічної моделі будівлі для варіантів без сейсмоізоляторів і з сейсмоізоляторами. Визначені величини навантажень на палі, виконано їх порівняння з граничними навантаженнями, встановленими Замовником, а також був проведений порівняльний аналіз деформацій будівлі без сейсмоізоляторів і з сейсмоізоляторами. **Встановлено, що для будівлі з сейсмоізоляторами визначальним розрахунковим варіантом є статичний розрахунок на дію вітрового навантаження;**

д) - комплекс розрахунків різних варіантів статичних моделей будівлі з варіюванням кількості паль з урахуванням нелінійної роботи ґрунту основи з метою визначення можливості зменшення кількості паль. Розрахунки виконувалися з коригуванням розрахункових моделей на кожному кроці зміни загальної кількості паль.

На оголовки буронабивних паль встановлюються високодемпфуючі гумові сейсмоізолятори висотою 50 мм та діаметром  $\varnothing$  420 мм. Жорсткісні характеристики гумових сейсмоізоляторів прийняті такими, що дорівнюють  $R_x = R_y = 10000$  т/м, а  $R_z = 20000$  т/м. Сполучення паль з залізобетонним ростверком через проміжні елементи сейсмоізоляторів фактично являється шарнірним.

2. Розрахунок армування палювих фундаментів проводився за програмним комплексом ЛІРА-АРМ і ЛІРА-САПР 2017 R4 [7] на зусилля, отримані в розрахунках системи «ґрунтова основа – палювий фундамент – верхня будова» за

варіантами на основне та епізодичне поєднання навантажень з сейсмічними впливами при найбільш не вигідних поєднаннях навантажень (РСН), з обов'язковим додержанням умов, що конструкції вузлів сполучення робочої арматури палів з плитою ростверку ророблені з забезпеченням вільної реалізації лінійних переміщень стержнів арматури в тілі ростверку в межах розрахункових величин деформацій гумових елементів сейсмоізоляторів при сейсмічних впливах.

3. За результатами розрахунків верхньої будови з урахуванням системи сейсмоізоляції при сейсмічних навантаженнях інтенсивністю 7 балів, визначених за спектральним методом ДБН[1].

Перша і друга форми власних коливань секції А є поступальними, а третя – крутильною.

Найбільші розрахункові значення перекосів поверхів 0,001 не перевищують допустимих значень, що дорівнюють 0,004.

Максимальні коефіцієнти армування несучих залізобетонних конструкцій будівлі при сейсмічних впливах інтенсивністю 7 балів дорівнюють 2,26%, що не перевищує гранично допустиме значення (4,0%) при класі бетону несучих конструкцій С25/30 (відповідає прийнятому в проекті).

Сейсмостійкість несучих вертикальних і горизонтальних конструкцій будівлі з використанням системи сейсмоізоляції забезпечена при розрахунковій інтенсивності майданчика будівництва 7 балів.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2014. – 205 с. – (Державні будівельні норми).
2. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2-14:2018 – [Чинні від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми).
3. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с. – (Державні будівельні норми).
4. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011–06–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
5. Барабаш М.С. Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій: навч. посіб. / М.С. Барабаш, С.В. Козлов, Д.В. Медведенко. – К. : НАУ, 2012. – 572 с.
6. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання: навч. посіб. / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2019. – 500 с.
7. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.
8. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с.
9. Білик С.І. Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: підручник для ВНЗ / С.І. Білик, О.В. Шимановський та ін. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2021. – 448 с.
10. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції в умовах складного деформування та їх розрахунок: навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. – Полтава : ПолтНТУ, 2018. – 130 с.

11. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 110 с.
12. ДБН В.1.2.-5:2007. СЗНББО. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. – К: Мінрегіонбуд України, 2007.
13. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. – Київ.: Мінрегіонбуд України, – 2018.
14. Клепиков С.Н. Расчёт сооружений на деформируемом основании. – Киев. НИИСК.1996.
15. ДСТУ Б В.2.1-1-95. Ґрунти. Методи польових випробувань палями.
16. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань.
17. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками.- 1988 г.
18. ДБН В.1.1-45-2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. -Київ.- 2017.
19. ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах. – Київ.-2016.
20. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України. – 2009 р. – 97с.
21. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К., Мінрегіонбуд України. 2010.
22. ДСТУ Б В.1.1-28:2010 Шкала сейсмічної інтенсивності.
23. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд. К., Мінрегіонбуд України. 2016.
24. ДБН В.1.2-12-2008 Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки.- К.: Мінрегіонбуд України, 2008.
25. Исследования известняков штампом. /Новский А.В., Новский В.А., Митинский В.М., Вивчарук В.В. //Одесская государственная академия строительства и архитектуры, - Одесса, Украина. 2016.
26. Известняк-ракушечник. Исследование и использование в качестве основания фундаментов / Новский А.В., Новский В.А., Тугаенко Ю.Ф. -

Одесса: Астропринт, 2014. – 92 с.

27. 24. Новский В.А. Исследование прочностных и деформативных свойств известняка-ракушечника в лабораторных условиях / В.А. Новский // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - Одесса, 2008. - Вип. 29, ч. 2. С. 289-295.
28. Трофимов В.Т. и др. Грунтоведение- М.: Изд-во МГУ. 2005 . — 1024 с.
29. ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT).
30. Рекомендации по виброзащите несущих конструкций производственных зданий. – М.: ЦНИИСК, 1988.
31. Прикладная механика упруго-наследственных сред / А.Ф. Булат, В.И. Дырда [и др.]. В 3-х томах. – Киев: Наук. думка, 2012. – Т. 2. Методы расчета эластомерных деталей. – 616 с.
32. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary on Standard for Analysis of Safety-Related Nuclear Structures // ASCE Standard, Sept. 1986.
33. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. – Киев: Будівельник, 2008. – 480 с.
34. Бирбраер А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.

## ДОДАТКИ